



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

PROPUESTA DE NUEVO TIPO DE PUENTE MÓVIL, CON TIPOLOGÍA DE PUENTE EN ARCO

Trabajo realizado por:

Miriam Aguado Moles

Dirigido por:

Ángel C. Aparicio Bengoechea

Máster en:

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Barcelona, septiembre de 2017

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental

TRABAJO FINAL DE MÁSTER

RESUMEN

En la actualidad, existe un número muy limitado de tipos de puentes móviles. Sin embargo, en los últimos años, han surgido nuevos tipos de puentes móviles como consecuencia de la búsqueda de una mejor estética y/o de mejoras estructurales.

En el presente estudio, se plantea un nuevo tipo de puente móvil con la principal finalidad de encontrar una mejora estructural con respecto a otros tipos, como los puentes de elevación vertical. Esta mejora consiste en salvar una longitud de agua mayor, sustituyendo las grandes torres de elevación por un arco con tablero intermedio.

En el desarrollo de este Trabajo Fin de Máster, se ha diseñado un puente en arco de tablero intermedio, de 175 metros de longitud y con una altura máxima de 36.2 metros. Este puente cuenta con la particularidad de tener un tramo central móvil en el tablero de 45 metros que se eleva verticalmente, permitiendo el paso a embarcaciones de tamaño medio o pequeño.

Durante la realización de este proyecto, se han llevado a cabo distintas tareas encaminadas al diseño y comprobación estructural del puente en cuestión. En primer lugar, se ha realizado un diseño inicial de acuerdo con la experiencia en puentes similares anteriormente construidos. Posteriormente, se ha realizado un estudio de las acciones que actúan sobre este puente. Y por último, se ha realizado un análisis estructural, verificando la resistencia de cada uno de los elementos y redimensionando. Además, se ha incluido información acerca de la maquinaria responsable de la elevación, y de los procedimientos de construcción a seguir.

Cabe destacar que, a pesar de que este estudio se haya centrado en desarrollar un diseño específico para este nuevo tipo de puente móvil, puede ser construido en distintos emplazamientos donde se deba permitir el tráfico fluvial, siempre adaptando las dimensiones a las características del entorno, teniendo en cuenta la estabilidad y la resistencia de la estructura. Además, en futuras investigaciones se podrían estudiar distintos diseños a partir del mismo concepto de puente móvil en arco.

ABSTRACT

Currently, there are few types of movable bridges. However, in recent years, new types of movable bridges have emerged as a result of the research for better aesthetics and/or structural improvements.

In this study, a new type of movable bridge is proposed with the main objective of searching a structural improvement in comparison with other types such as vertical lift bridges. This improvement allows a longer span by replacing the huge elevation towers with an arch.

In the development of this dissertation, an arch bridge with an intermediate deck has been designed, with a length of 175 meters and a height of 36.2 meters. The special feature of this bridge is a movable 45-meter-span in the center of the deck, which is able to elevate vertically in order to allow the passage of medium and small vessels.

In the course of the project, different tasks have been carried out with the purpose of doing a structural design and verification. Firstly, the design has been done in accordance with experience of previously built bridges. Secondly, a study of the actions on this bridge has been made. Finally, a structural analysis has been carried out, verifying the resistance of each element and resizing them. In addition, information has been included about the responsible machinery for the lifting and construction procedures used to build this type of bridge.

It has to be emphasized that, despite the dissertation being focused on a specific design for this new type of movable bridge, it could be constructed in different locations where fluvial traffic must be allowed, providing a variation on its dimensions to suit the surroundings, always taking into account the stability and strength of the structure. Furthermore, in future research projects, different designs could be studied based on the same concept of movable arch bridge.

AGRADECIMIENTOS

A mi tutor, Ángel C. Aparicio, por su gran dedicación y aporte de experiencia. Posiblemente sin su genialidad no hubiera descubierto mi vocación por los puentes.

A todos los que hicieron que el máster de Ingeniería Estructural y de la Construcción fuera una enriquecedora experiencia, donde crecimos tanto profesionalmente como personalmente.

A mi familia, por haberme dado la oportunidad de hacer este sueño posible. Y a Roberto Gómez Martín, por su apoyo incondicional.

ÍNDICE

1	Introducción	10
1.1	Planteamiento.....	10
1.2	Motivación	10
1.3	Metodología.....	11
2	Estado del arte	12
3	Diseño geométrico inicial.....	24
3.1	Directriz del arco	24
3.2	Diseño esquemático del arco y de la parte móvil del tablero	25
3.3	Características del tablero	27
4	Acciones	28
4.1	Peso propio	29
4.2	Cargas muertas	30
4.3	Sobrecarga de uso.....	30
4.3.1	División de la plataforma del tablero en carriles virtuales	30
4.3.2	Cargas verticales	31
4.3.3	Cargas horizontales: frenado y arranque.....	31
4.3.4	Grupos de cargas de tráfico	31
4.4	Viento.....	32
4.4.1	Velocidad básica del viento.....	32
4.4.2	Velocidad media del viento.....	32
4.4.3	Empuje del viento	33
4.5	Acción térmica	38
4.5.1	Acción térmica en el tablero	38
4.5.2	Acción térmica en pilas	39
4.5.3	Acción térmica en péndolas.....	40
4.5.4	Acción térmica en el arco.....	40
4.6	Combinación de acciones	40
4.6.1	Combinaciones para comprobaciones en ELU.....	41
4.6.2	Combinaciones para comprobaciones en ELS	42
5	Dimensionamiento.....	44
5.1	Arco	44

5.1.1	Comprobación de resistencia a compresión.....	45
5.1.2	Durabilidad del hormigón	45
5.1.3	Armadura del arco	46
5.2	Tablero	47
5.2.1	Material.....	47
5.2.2	Vigas cajón	48
5.2.3	Vigas transversales.....	48
5.2.4	Rigidizadores longitudinales	48
5.2.5	Diafragmas de las vigas cajón	49
5.3	Péndolas centrales	50
5.3.1	Predimensionamiento.....	50
5.3.2	Comprobación de Estado Límite Último de fatiga	51
5.3.3	Superficie crítica de punzonamiento	52
5.3.4	Placas de anclaje	52
5.4	Péndolas laterales	53
5.4.1	Predimensionamiento.....	53
5.4.2	Comprobación de Estado Límite Último de fatiga	54
5.4.3	Superficie crítica de punzonamiento	55
5.4.4	Placas de anclaje	55
5.5	Conexión con las péndolas.....	56
5.5.1	Conexión tablero - péndola.....	56
5.5.2	Conexión arco – péndola	56
5.6	Arriostramientos transversales.....	56
5.7	Pilas	57
5.8	Cimentación	58
5.9	Guías	61
5.10	Mecanismo de elevación	61
5.10.1	Tipo de mecanismo de elevación elegido	62
5.10.2	Potencia del motor.....	66
5.10.3	Contrapesos	66
5.10.4	Elementos auxiliares	66
5.10.5	Sistema de maquinaria.....	66
5.11	Procedimientos de construcción	67

6	Resultados del análisis	69
6.1	Resultados generales	69
6.1.1	Posición cerrada.....	69
6.1.2	Posición abierta.....	69
6.2	Comprobación de flexión longitudinal.....	71
6.2.1	Flexión local longitudinal	75
6.2.2	Flexión general longitudinal.....	76
7	Conclusiones	77
7.1	Conclusiones derivadas del trabajo realizado	77
7.2	Futuras líneas de investigación	79

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2- 1. Puente levadizo [3]</i>	12
<i>Figura 2- 2. Puente del castillo de Minden [4]</i>	13
<i>Figura 2- 3. Puente basculante [6]</i>	14
<i>Figura 2- 4. Puente Puerta de Europa [7]</i>	14
<i>Figura 2- 5. Puente plegable [8]</i>	15
<i>Figura 2- 6. Puente Hörnbrücke [9]</i>	15
<i>Figura 2- 7. Puente rodante [10]</i>	16
<i>Figura 2- 8. Rolling Bridge [11]</i>	16
<i>Figura 2- 9. Puente rodante [12]</i>	17
<i>Figura 2- 10. Puente Jaques Chaban-Delmas sobre el Garona [13]</i>	17
<i>Figura 2- 11. Puente de mesa [14]</i>	18
<i>Figura 2- 12. Puente mesa de Notre Dame, Turnei [15]</i>	18
<i>Figura 2- 13. Puente de desplazamiento horizontal o retráctil [14]</i>	19
<i>Figura 2- 14. Puente de la calle Carroll, Brooklyn [17]</i>	19
<i>Figura 2- 15. Puente sumergible [18]</i>	20
<i>Figura 2- 16. Puente sumergible en el canal de Corinto [19]</i>	20
<i>Figura 2- 17. Puente de inclinación [21]</i>	21
<i>Figura 2- 18. Gateshead Millenium Bridge [22]</i>	21
<i>Figura 2- 19. Puente giratorio o de oscilación [23]</i>	22
<i>Figura 2- 20. Puente Ferdan sobre el canal de Suez [24]</i>	22
<i>Figura 2- 21: Puente transbordador [25]</i>	23
<i>Figura 2- 22. Puente de Vizcaya [26]</i>	23
<i>Figura 3- 1. Directriz del arco</i>	25
<i>Figura 3- 2. Puente en posición cerrada</i>	26
<i>Figura 3- 3. Puente en posición abierta</i>	26
<i>Figura 3- 4. Secciones transversales del arco</i>	27
<i>Figura 4- 1. Emplazamiento, encuadre provincial [Google Earth®]</i>	28
<i>Figura 4- 2. Emplazamiento, encuadre nacional. [Google Earth®]</i>	29
<i>Figura 5- 1. Alternativa nº1 – Tablero fijo de hormigón.</i>	47
<i>Figura 5- 2. Alternativa nº1 – Tablero móvil de acero / Alternativa nº 2 – Tablero completo de acero....</i>	47
<i>Figura 5- 3. Rigidizadores longitudinales de la losa ortótropa.....</i>	49
<i>Figura 5- 4. Rigidizadores longitudinales en las vigas cajón.</i>	49
<i>Figura 5- 5. Área crítica de punzonamiento.[30]</i>	52
<i>Figura 5- 6. Distribución de esfuerzos transversales paralelos a la placa de anclaje.[30]</i>	53
<i>Figura 5- 7. Armadura de las pilas.....</i>	58
<i>Figura 5- 8. Estado de cargas distribuidas.....</i>	59
<i>Figura 5- 9. Estado de cargas puntuales equivalentes.....</i>	60

Figura 5- 10. (a) “Span drive”. (b) “Connected tower drive”. [34].....	63
Figura 5- 11. (a) “Tower drive”. (b) “Tower base drive”. [34].....	64
Figura 5- 12. Maquinaria sobre el arco. [5].....	65
Figura 5- 13. Localización de la maquinaria. Alzado.	65
Figura 5- 14. Localización de la maquinaria.Planta.....	65
Figura 5- 15. Disposición de la maquinaria en un puente ascensor de tipo “tower drive”. [34].....	67
Figura 5- 16. Puente de la presa de Hoover (EEUU, 2010). [35]	68
Figura 6- 2. Apoyos elásticos.....	71
Figura 6- 3. Vehículo pesado – Carril 1.	72
Figura 6- 4. Vehículo pesado – Carril 2.	72
Figura 6- 5. Vehículo pesado – Carril 3.	73
Figura 6- 6. Sobrecarga uniforme - Carril 1.....	73
Figura 6- 7. Sobrecarga uniforme – Carril 2.	74
Figura 6- 8. Sobrecarga uniforme – Carril 3.	74
Figura 6- 9. Sobrecarga uniforme - Área remanente.....	74
Figura 6- 10. Sección eficaz de un rigidizador longitudinal (cotas en mm).	75
Figura 6- 11. Sección eficaz de una viga cajón (cotas en mm).....	76

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3- 1. Condiciones de contorno de la directriz del arco	24
Tabla 3- 2. Coordenadas de la curva teórica.....	25
Tabla 4- 1. Peso propio.	30
Tabla 4- 2. Cargas muertas.....	30
Tabla 4- 3. Sobrecarga de uso. Cargas verticales.....	31
Tabla 4- 4. Grupos de cargas.....	32
Tabla 5- 1. Esfuerzos y tensiones máximas en el arco según la envolvente de ELUs.	44
Tabla 5- 2. Características mecánicas de las distintas secciones del arco y verificación tensional.	45
Tabla 5- 3. Esfuerzos axiales que actúan sobre las péndolas centrales (cargas permanentes + cargas verticales de tráfico).	50
Tabla 5- 4. Esfuerzos axiales sobre la péndola lateral extrema (cargas permanentes + cargas verticales de tráfico).....	54
Tabla 5- 5. Esfuerzos axiales sobre la 3ª péndola desde el extremo (cargas permanentes + cargas verticales de tráfico).	54
Tabla 5- 6. Esfuerzos, tensiones máximas y características mecánicas de las secciones de pilas.....	57
Tabla 5- 7. Cálculo de la potencia del motor.	66

1 INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO

El objeto del presente Trabajo Fin de Máster es el estudio de la viabilidad técnica y aplicabilidad constructiva de un nuevo modelo de puente móvil. En dicho estudio, se desarrolla un diseño geométrico detallado y su correspondiente análisis estructural en base a las acciones establecidas por la instrucción *IAP-11* [1].

En este estudio se realizará un modelo general, sin un emplazamiento específico. No obstante, para su análisis se han aplicado las condiciones de contorno correspondientes a una zona costera, ya que, generalmente, los puentes móviles se sitúan relativamente cercanos al mar.

Este nuevo modelo de puente móvil consiste en un puente en arco de tablero intermedio, de 175 metros de luz y, cuyo tramo central es móvil, tiene 45 metros de longitud y puede ascender verticalmente, manteniéndose la horizontalidad del tablero. El mecanismo que permite el movimiento de parte del tablero consiste en 4 motores ubicados en la cara superior del arco, sobre los dos pares de péndolas de ambos extremos del tramo central del tablero.

El puente está constituido por dos arcos de hormigón, cuya sección transversal en el tramo que queda por debajo del tablero es maciza, y cuya sección que queda por encima del tablero, es aligerada. El tablero es metálico y está compuesto por una losa ortótropa, dos vigas cajón de sección cuadrada a ambos lados de la losa, y por último, dos tramos en voladizo conectados a las vigas cajón.

Las péndolas tienen una disposición distinta dependiendo de su localización en el tablero: en el tramo central móvil existen péndolas verticales conformadas por barras de acero, mientras que en las zonas laterales del tablero, existen péndolas constituidas por cables, con una disposición triangulada simple tipo Nielsen.

1.2 MOTIVACIÓN

Los puentes móviles, además de cumplir su principal misión como puentes: comunicar por vía terrestre dos regiones, también tienen la capacidad de permitir el tráfico marítimo o fluvial de embarcaciones.

Se han catalogado hasta once tipos de esquemas estructurales distintos para puentes móviles. En especial, durante el siglo XX, se hizo una gran labor de investigación en nuevos sistemas de elevación para puentes basculantes. No obstante, el rango de posibilidades para crear un nuevo esquema estructural que permita tanto el tráfico terrestre como el marítimo, es muy amplio. En las últimas décadas, se han creado nuevos tipos de estructuras para puentes móviles, las cuales han roto con los esquemas anteriormente establecidos. Este es el caso del *Millenium Bridge Gateshead* (Newcastle, UK) y del *Rolling Bridge* (Londres), únicos en el mundo debido a su originalidad estructural.

La innovación en sistemas estructurales tiene como principal finalidad, la búsqueda de respuestas mejores ante problemas tradicionales. En este Trabajo Fin de Máster, se ha perseguido una mayor eficiencia estructural y una mayor optimización de los recursos, manteniendo los sistemas de construcción habitualmente usados para puentes arco. Este puente, cuyo movimiento es asimilable a un puente de elevación vertical, en lugar de utilizar dos grandes pórticos (o cuatro grandes pilonos) en sus extremos

para permitir el levantamiento del tablero, aprovecha los mismos arcos que soportan toda la estructura del puente y las sobrecargas variables, como apoyo a la hora de izar el tablero.

La única variación en su comportamiento estructural está en el aprovechamiento de las péndolas centrales: en la posición cerrada, la parte móvil del tablero resiste las cargas permanentes y de tráfico gracias a doce péndolas; mientras que en la posición abierta, esta parte del tablero se apoya únicamente en los 4 puntos sobre los que actúan los gatos. Sin embargo, cabe destacar que a diferencia de la posición cerrada, en la posición abierta solo actuarían las cargas permanentes.

1.3 METODOLOGÍA

Para la realización de este Trabajo Fin de Máster, primeramente se ha recopilado información relativa a los distintos tipos de puentes móviles a fin de hacer una evaluación del estado del arte actual. Tras esta etapa, se realizó un primer dimensionamiento del puente, en la cual se ha tenido en cuenta la experiencia relativa a puentes arco anteriormente construidos. La confección de planos de la estructura se ha realizado mediante el programa de diseño gráfico AutoCAD®.

Para la estimación de las acciones que actúan sobre el puente objeto de estudio, se ha seguido la IAP-11 (*instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*) y posteriormente se ha realizado una combinación de las mismas para analizar los estados límite en la estructura.

Posteriormente se ha utilizado el programa SAP 2000® para realizar un análisis estructural del puente, introduciendo como datos el modelo geométrico y los valores de las acciones anteriormente obtenidos. De este análisis se han obtenido las leyes de esfuerzos y diagrama de tensiones, con los cuales se ha dimensionado las secciones de los distintos elementos resistentes del puente como son: los arcos, el tablero, las péndolas, las riostras transversales y la cimentación. La verificación resistente de estos elementos se ha llevado a cabo siguiendo las instrucciones del hormigón y el acero estructural (EHE-08 y EAE, respectivamente).

Por otro lado, también se ha realizado una labor de búsqueda de información para establecer un apropiado diseño del mecanismo de elevación, y unos procedimientos de construcción adecuados para la realización de este tipo de puente arco.

Por último, se ha realizado un modelo tridimensional del puente utilizando el programa Midas Civil® para exportarlo a otros formatos y poder visualizar el proyecto en su conjunto.

2 ESTADO DEL ARTE

A lo largo de la historia, surgieron varios sistemas de puentes móviles como fruto de la innovación y de la adaptación a condiciones de contorno impuestas por el entorno.

En el presente apartado se realizará una breve descripción de los diferentes tipos de puentes móviles construidos hasta hoy, con fin de presentar el estado actual del conocimiento y verificar la originalidad de este puente.

Definición de puente móvil:

Un puente móvil es aquel que tiene la posibilidad de moverse a fin de permitir el tráfico inferior, generalmente marítimo. La principal ventaja de este tipo de puente es que puede construirse con una altura del tablero baja, reduciendo así los costes excesivos que tendría la construcción de un puente alto y excesivamente largo para cumplir con el gálibo necesario de los grandes barcos. El principal inconveniente es el corte de tráfico, peatonal o vehicular, cuando el puente está en movimiento o abierto al tráfico inferior. [2]

Los puentes móviles se clasifican en función del tipo de movimiento que realicen. Actualmente, se han catalogado hasta once tipos distintos de puentes móviles construidos.

1. Puente levadizo:

Son puentes que giran en torno a un eje horizontal situado en un extremo, utilizando cuerdas o cadenas que sujetan las esquinas del extremo opuesto del tablero. Estas cuerdas o cadenas parten de un elemento rígido y vertical normalmente un muro o un pórtico, que aportan la resistencia necesaria para soportar el peso del tablero durante el izado. Estructuralmente, se comporta como un puente atirantado y puede tener una o dos hojas, es decir, puede estar atirantado de un extremo o de ambos. [2]

En la figura 1 se muestra el movimiento de este tipo de puente.

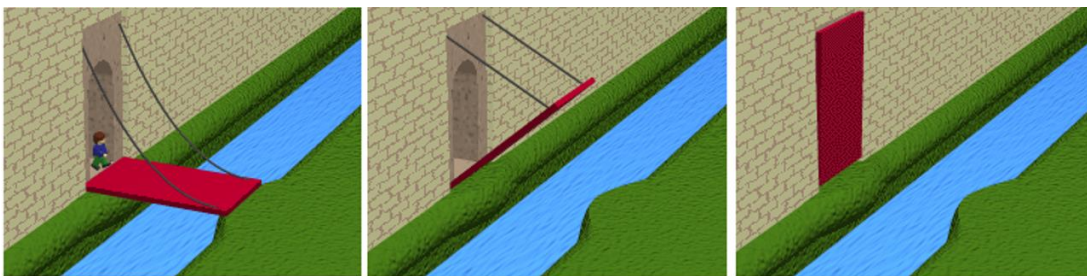


Figura 2- 1. Puente levadizo [3]

Alguno de los ejemplos más destacados de puentes levadizos son los siguientes:

- El puente levadizo del castillo de Minden (Alemania, siglo XIX)
- Antiguo puente de la calle Dearborn en Chicago (EEUU, 1834)
- Antiguo puente del Arsenal en Venecia (Italia, siglo XVIII)

Estos dos primeros ejemplos no han perdurado hasta la actualidad. [2]



Figura 2- 2. Puente del castillo de Minden [4]

2. Puente basculante:

Este puente tiene la función principal de permitir la navegación marítima sin necesidad de elevar el trazado del tablero. Está compuesto por una o dos hojas que giran en torno a ejes horizontales situados en los extremos del puente. Tienen un movimiento similar al del puente levadizo pero en esta situación, no utilizan tirantes para elevar las hojas sino que se utiliza un sistema de contrapesos, normalmente dentro de los estribos, que permiten su giro. Estos puentes pueden llevar o no un balancín superior para facilitar el movimiento [2]. Actualmente existen varios sistemas para girar el tablero de un puente basculante, como el sistema Scherzer o el sistema Strauss, siendo la mayoría de ellos patentados por empresas norteamericanas. [5]

En la figura 2 se puede apreciar el movimiento de puente mencionado.

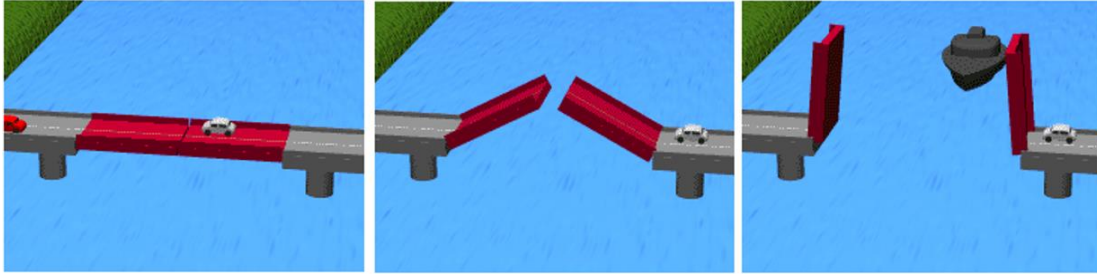


Figura 2- 3. Puente basculante [6]

Alguno de los ejemplos de puentes basculantes son:

- Puente Puerta de Europa, Barcelona (España, 2000) – Posee el récord mundial de luz en esta tipología (L = 109 m).
- Puente José León Carranza, Cádiz (España, 1969).
- Puente Pegasus en el canal de Caen, Normandía (Francia, 1934).
- Puente basculante sobre el río Mystic, Connecticut (EEUU, 1920).
- Puente basculante de Hannheim (Alemania, 1902).
- Puente de la torre, Londres (UK, 1894).
- Puente de la calle Van Buren, Chicago (EEUU, 1893). [2]



Figura 2- 4. Puente Puerta de Europa [7]

3. Puente plegable:

Éste es un puente levadizo múltiple, es decir, su tablero se levanta por tramos rectos los cuales quedan plegados en un extremo. [2]

En la figura 3 puede verse el movimiento que realiza este tipo de puente para facilitar el paso marítimo.

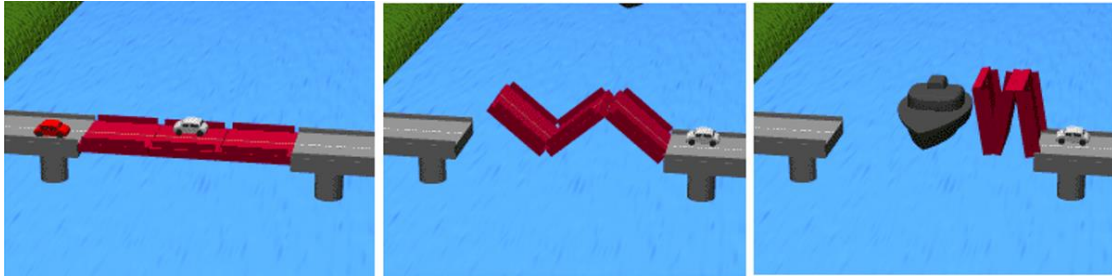


Figura 2- 5. Puente plegable [8]

El principal ejemplo de este tipo de puentes es el Hörnbrücke en Kiel, Alemania. Fue inaugurado en 1997. [2]

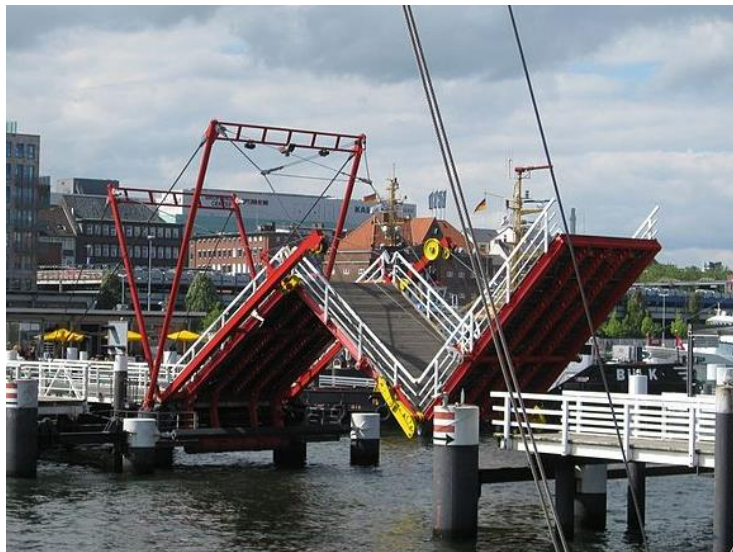


Figura 2- 6. Puente Hörnbrücke [9]

4. Puente rodante:

Es un puente similar al de tipo plegable pero con la particularidad de que se enrolla de forma circular, aproximadamente, en lugar de plegarse por tramos rectos. Actualmente sólo existe un puente de esta tipología en el mundo. Se trata del Rolling Bridge, ubicado en Londres y construido en 2004, el cual se muestra en la figura 5. [2]

En la figura 6 se muestra el movimiento realizado por un puente rodante.

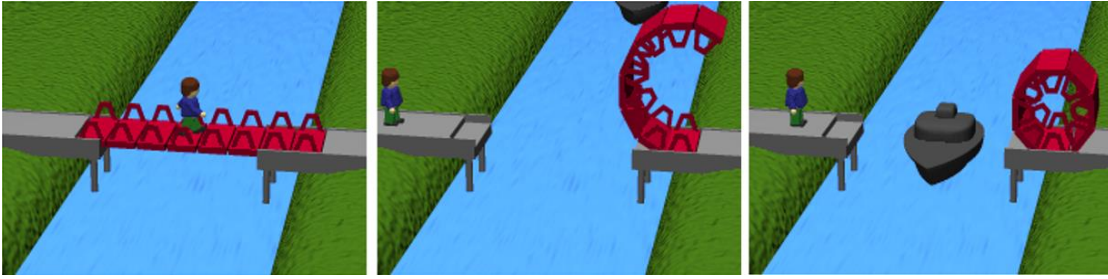


Figura 2- 7. Puente rodante [10]

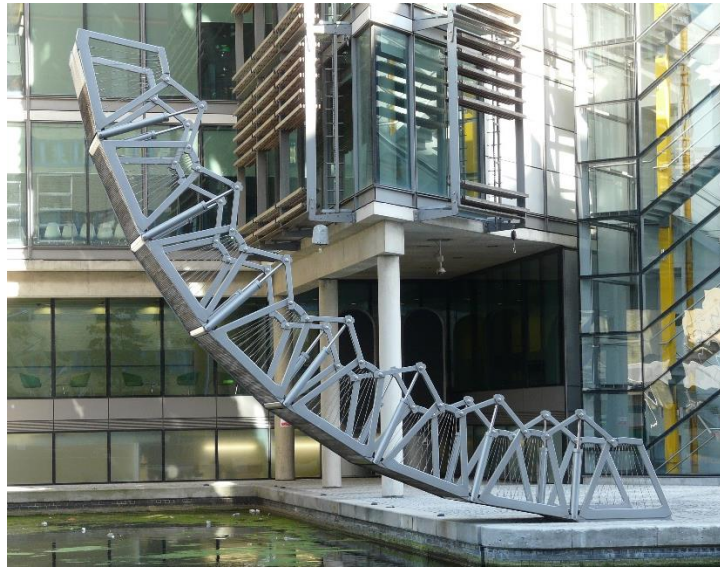


Figura 2- 8. Rolling Bridge [11]

5. Puente de elevación vertical (o puentes ascensor):

Es un puente móvil cuyo movimiento consiste en la elevación del tablero verticalmente y de manera uniforme, de tal manera que su posición cuando está elevado es paralela a su posición original. Estructuralmente, se trata de un puente simplemente apoyado por lo que puede alcanzar mayores luces que los puentes basculantes. Para llevar a cabo la elevación del puente se necesitan dos o cuatro torres donde se sitúa todo el sistema maquinaria y contrapesos. [2]

En la figura 7 se puede observar el movimiento realizado por este tipo de puente.

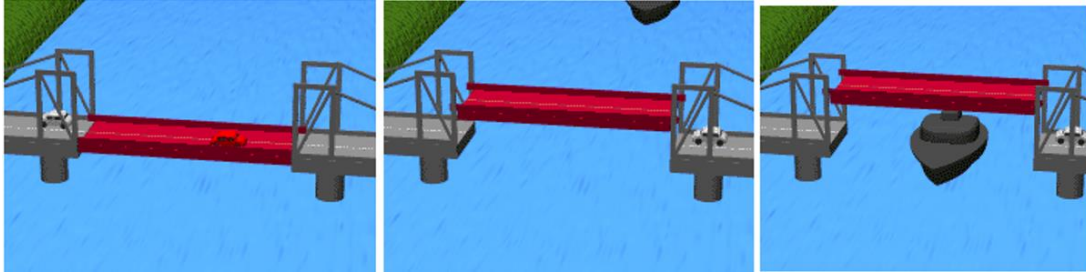


Figura 2- 9. Puente rodante [12]

Algunos de los puentes de elevación más relevantes son:

- Puente Jaques Chaban-Delmas, Burdeos (Francia, 2012), este puente posee el récord de luz (110 m) en esta tipología.
- Puente de Salford en el canal de navegación de Manchester (UK, 2000).
- Puente de la Recouvrance sobre el río Penfeld, Brest (Francia, 1954).
- Puente de Kattwick sobre el río Elba, Hamburgo (Alemania, 1973).
- Puente de la avenida Hawthorne sobre el río Willamette, Portland (EEUU, 1912), construido con el sistema Wadell.
- Puente de la calle Crimea sobre el canal de Ocurcq, París (Francia, 1868). [2]



Figura 2- 10. Puente Jaques Chaban-Delmas sobre el Garona [13]

6. Puente de mesa:

Este tipo de puente tiene una forma asimilable a una mesa. Sus “patas” consisten en unos pilares hidráulicos que levantan el tablero verticalmente para permitir el paso de embarcaciones por debajo. Son similares a los puentes de elevación vertical, pero a diferencia de éstos, los puentes de mesa no tienen torres visibles que tiran del puente para elevarlo, sino que posee pilares, que quedan ocultos bajo el puente cuando éste está en su posición más baja, y que empujan el puente desde abajo hacia arriba. [1]

En la figura 8 puede observarse el sistema para levantar el puente.

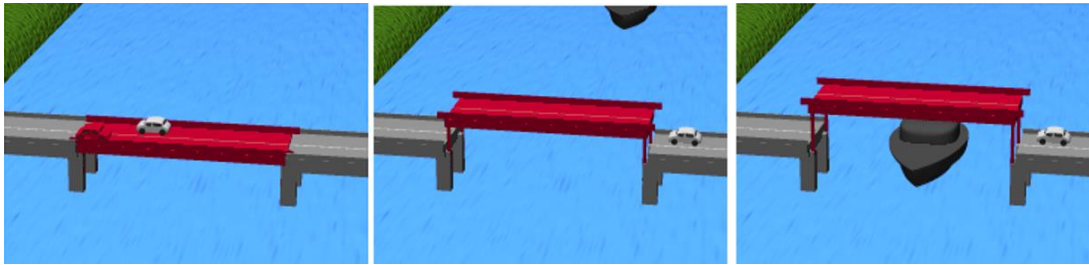


Figura 2- 11. Puente de mesa [14]

Uno de los escasos ejemplos de este tipo de puentes es el puente mesa de Notre Dame en Turnai (Bélgica, 1957) el cual puede verse en la figura 9. [2]



Figura 2- 12. Puente mesa de Notre Dame, Turnei [15]

7. Puente de desplazamiento horizontal o retráctil:

Es un puente cuyo tablero se desliza horizontalmente sobre la parte superior o inferior de la vía que conecta para permitir el paso de embarcaciones. El deslizamiento se realiza sobre rodillos o en voladizo, y puede estar formado por una o dos hojas. [2]

En la figura 10 puede verse el deslizamiento del tablero sobre la parte superior de la vía.

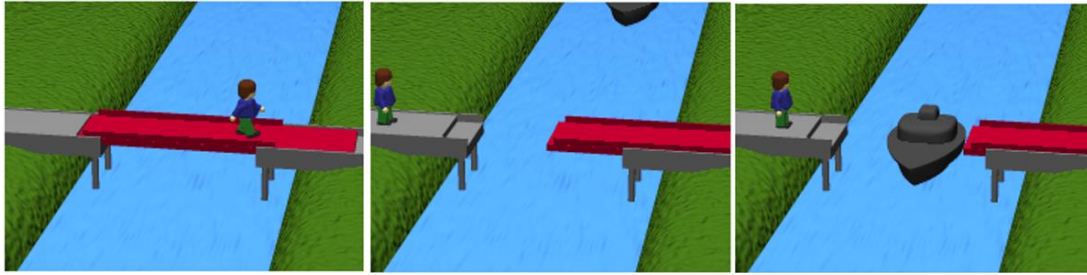


Figura 2- 13. Puente de desplazamiento horizontal o retráctil [14]

Existen algunos ejemplos de este tipo de puente como son:

- Puente Hélice en el canal de Paddington, Londres (UK, 2004). [16]
- El puente Memorial Lacey W. Murrow que cruza el lago Washington, Seattle (EEUU, 1940). Éste es un puente flotante y, a la vez, retráctil y cuenta con una longitud de 2020 m. [2]
- Puente la calle Carroll, en Brooklyn (EEUU, 1889). [17]



Figura 2- 14. Puente de la calle Carroll, Brooklyn [17]

8. Puente sumergible:

Se trata de un puente que se desplaza verticalmente hacia abajo, y se sumerge en el canal navegable que salva. Su sistema es asimilable al puente de mesa, con la diferencia de que el tablero es empujado hacia abajo. La principal ventaja de este sistema es que no existe un gálibo superior para las embarcaciones, aunque sí un límite inferior de calado. Esto lo hace especialmente adecuado para permitir el paso de embarcaciones ligeras y altas.[2]

El movimiento de un puente sumergible puede verse reflejado en la figura 9.

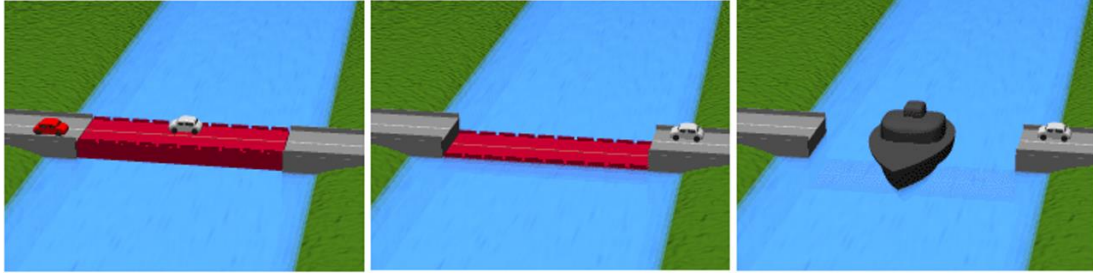


Figura 2- 15. Puente sumergible [18]

En la actualidad solo existen dos puentes de este tipo, ambos situados en el canal de Corinto (Grecia), los cuales se sumergen hasta 8 metros por debajo del nivel del agua. Fueron construidos entre 1881 y 1893.



Figura 2- 16. Puente sumergible en el canal de Corinto [19]

9. Puente de inclinación:

Este tipo de puente realiza su movimiento monolítico en torno a un eje longitudinal para permitir un gálibo mayor de navegación. A día de hoy, sólo existe un puente de inclinación construido en el mundo que es el Gateshead Millenium Bridge situado en Newcastle, Reino Unido (figura 10). Se trata de un puente arco de tablero inferior. Su arco está inclinado transversalmente y su tablero es curvo, de tal manera que cuando el sistema completo gira en torno a su eje longitudinal, se permite una altura mayor sobre la masa de agua [2]. Este puente gira 40° para permitir el tráfico de pequeñas embarcaciones y tarda 4.5 minutos en realizar esta operación. [20]

En la figura 11 puede contemplarse el giro realizado por este tipo de puente.

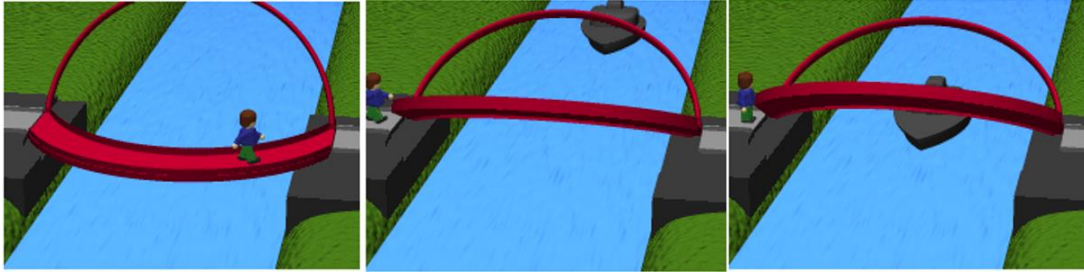


Figura 2- 17. Puente de inclinación [21]



Figura 2- 18. Gateshead Millenium Bridge [22]

10. Puente giratorio o de oscilación:

Este tipo de puente móvil tiene un eje vertical de rotación. Al igual que algunos puentes móviles, su movimiento puede consistir en el giro del tablero completo, moviéndose como un único elemento; o en el giro de dos semivanos por separado. En el primer caso, el eje de rotación estará en una pila central, normalmente situada en el punto medio del tablero. En el segundo caso, los ejes de rotación consistirán en dos pilares laterales, situados en los bordes del canal. Dichos semivanos tendrán su peso compensado en su parte externa.

Normalmente, estos puentes tienen un canto variable longitudinalmente, el cual es mayor en las zonas próximas a la(s) pila(s) y menor en los extremos del voladizo.[2]

En la figura 12, puede observarse el movimiento que realiza un puente giratorio.

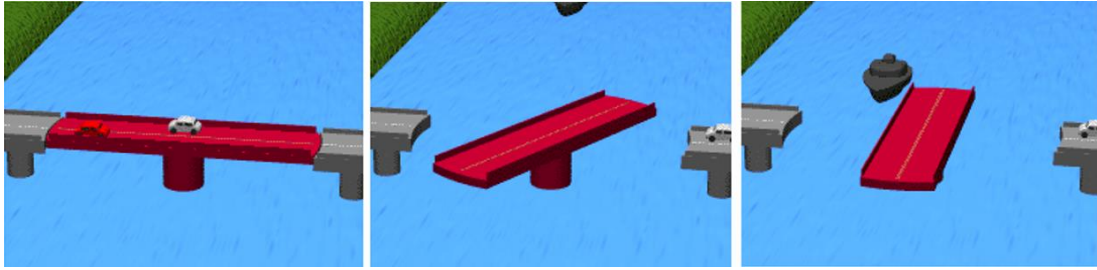


Figura 2- 19. Puente giratorio o de oscilación [23]

Algunos ejemplos de puentes giratorios son:

- Puente giratorio del puerto de Valencia (España, 2008).
- Puente de la Mujer, Buenos Aires (Argentina, 2001).
- El Ferdan, un puente ferroviario sobre el canal de Suez (Egipto, 1954) – Posee el actual récord mundial de luz ($L = 340$ m).
- Puente de Carmelo sobre el arroyo de las Vacas (Uruguay, 1912) – El primer puente giratorio de Sudamérica.
- Puente giratorio de Macombs Dam sobre el río Harlem (Nueva York, 1895). [2]



Figura 2- 20. Puente Ferdan sobre el canal de Suez [24]

11. Puente transbordador:

Este tipo de puentes se asemejan a los puentes grúa. Se compone de un tablero situado a gran altura con respecto a la masa de agua, dos torres en los extremos, y un vagón o barquilla que se desplaza horizontalmente mediante cables sujetos al tablero.

Generalmente, los puentes transbordadores fueron construidos mediante celosías de acero. Debido a las limitaciones que presentan para el tráfico terrestre (vagón de poca capacidad y limitado número de operaciones) se dejaron de construir a partir de los años 20 del siglo XX. [2]

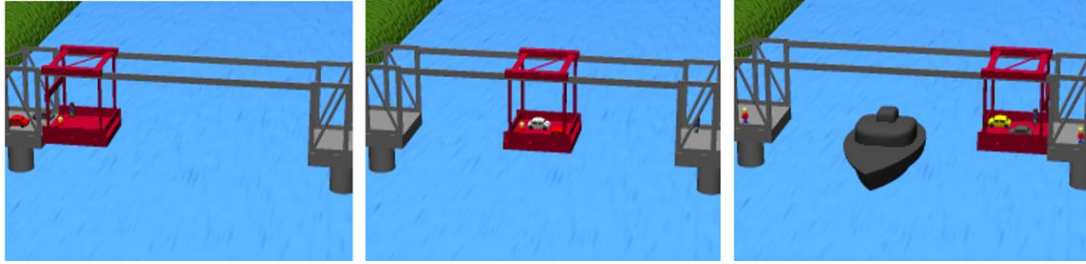


Figura 2- 21: Puente transbordador [25]

Algunos ejemplos de este tipo de puentes son los siguientes:

- Puente de Vizcaya, sobre la ría del Nervión, Bilbao (España, 1893) – Fue el primer puente transbordador del mundo. Surgió por iniciativa popular para unir las localidades de Portugalete y Guecho.
- Rendsburg High Bridge (Alemania, 1913).
- Puente de Rochefort (Francia, 1900).
- Puente Osten-Henmoor (Alemania, 1909).
- Puente transbordador Sky Ride, Chicago (EEUU, 1933) – Fue construido para la exposición universal “El siglo del progreso”, y superó en luz y altura a todos los anteriormente construidos ($L = 564$ m; $H = 191$ m). Después de este puente, no se ha construido ningún otro de esta tipología. [2]



Figura 2- 22. Puente de Vizcaya [26]

3 DISEÑO GEOMÉTRICO INICIAL

3.1 DIRECTRIZ DEL ARCO

Las dimensiones del arco están íntimamente relacionadas con las características del tráfico marítimo al que deberá dejar paso. Una vez se haya elevado la parte central del tablero, se permitirán el acceso de embarcaciones de hasta 15 metros de manga y 28 metros de altura.

Además, la longitud la parte móvil del tablero se dimensionará incluyendo un margen de seguridad de 15 metros a cada lado de la embarcación. Este margen de seguridad sirve para suplir posibles desviaciones de los navíos cuando éstos crucen por debajo del puente, y reducir así la probabilidad de impacto contra los paramentos del puente.

La relación flecha/luz (f/L) en un puente arco de tablero intermedio normalmente oscila entre $1/5$ y $1/7$. La decisión de adoptar un valor u otro depende de la eficacia resistente buscada y de los requerimientos del proyecto. En nuestro caso, se ha optado por adoptar una relación f/L conservadora ($f/L = 5$) ya que se busca tener la mayor flecha posible para permitir el paso de un mayor número embarcaciones por el canal inferior. Además, la relación f/L adoptada está del lado de la seguridad a la hora de resistir cargas verticales en el arco, porque aparecerán menores momentos en las extremos empotrados de éste. Por otro lado, este valor de f/L hace que la vulnerabilidad del arco ante deformaciones impuestas sea pequeña. [27]

Para elegir la luz y la flecha del arco se han barajado varias opciones, todas ellas con una relación $f/L = 5$. Las dimensiones que mejor se ajustan a los requerimientos del tráfico inferior fueron:

$$\text{Luz} = 175 \text{ m}$$

$$\text{Flecha} = 35 \text{ m}$$

La directriz del arco fue generada por el programa Excel® imponiendo estas dimensiones como condiciones de contorno. Además, estas condiciones aseguran que en ambos extremos de la parte móvil del tablero, la generatriz del arco tenga una altura mayor a 30 m.

El procedimiento de obtención de la ecuación de la directriz del arco puede contemplarse en las tablas 4-1 y 4-2, y en la figura 4-1.

Condiciones impuestas	
X	Y
-87,5	0
0	35
87,5	0
*Relación $f/L = 1/5$	

Tabla 3- 1. Condiciones de contorno de la directriz del arco

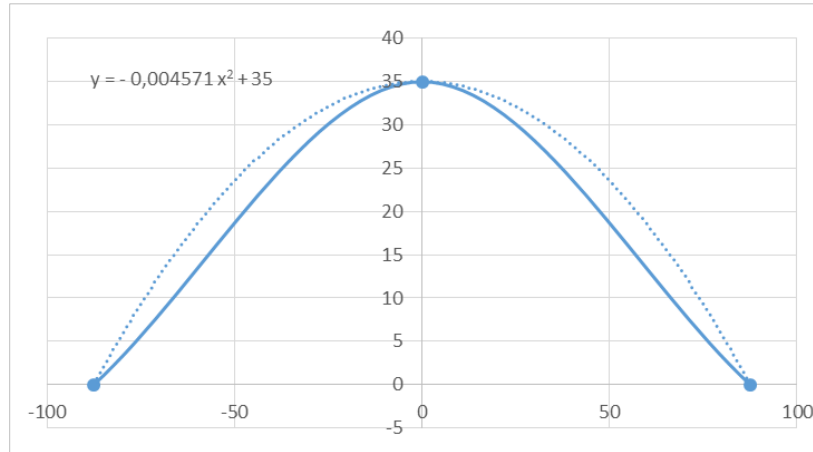


Figura 3- 1. Directriz del arco

Coordenadas de la curva teórica: para H=35 y L=175

X	Y	
-87,5	0,000	
-22,5	32,686	> 30
0	35,000	
22,5	32,686	> 30
87,5	0,000	

Tabla 3- 2. Coordenadas de la curva teórica

Por lo tanto, la directriz del arco que respeta las condiciones de contorno anteriormente mencionadas tiene la siguiente ecuación polinómica de segundo grado, siendo ésta una curva parabólica:

$$y = -0.004571 * x^2 + 35$$

3.2 DISEÑO ESQUEMÁTICO DEL ARCO Y DE LA PARTE MÓVIL DEL TABLERO

Con las condiciones anteriormente expuestas, se han dimensionado el arco y la parte móvil del tablero. En las figuras 3-2 y 3-3 se muestran las dimensiones de estos elementos.

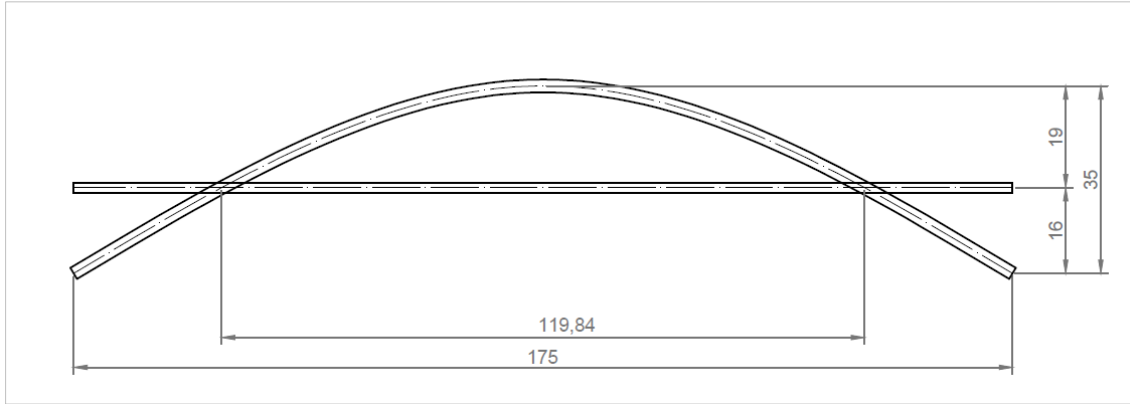


Figura 3- 2. Puente en posición cerrada

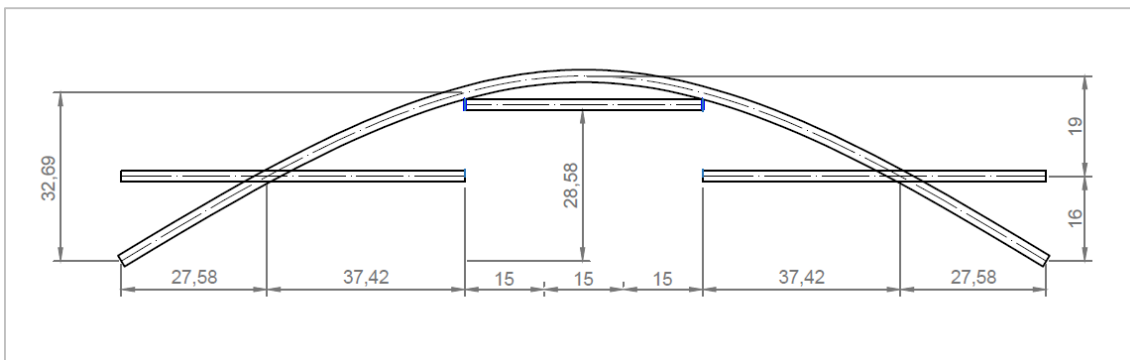


Figura 3- 3. Puente en posición abierta

Para arcos de hormigón con tablero intermedio, la relación canto/luz (c/L) dependerá de la inercia que se quiera dar al arco para soportar las acciones de viento y el pandeo. La relación c/L en los puentes arco con tablero inferior o intermedio puede ser constante o variable. Si esta relación es variable, se tendrá un canto mínimo en la clave y un canto máximo en los arranques, con el fin de ser más eficiente frente a los esfuerzos flectores provocados por las cargas verticales. [27]

En nuestro caso, se ha optado por una relación c/L constante ya que la colocación de los gatos que elevan la parte móvil del tablero se situará en las zonas próximas a la clave (a una distancia de 22.5 metros de ella) [27]. Con esto se pretende evitar los efectos de pandeo o flecha excesiva en el arco cuando los gatos estén izando la parte central del tablero.

En el estudio de algunos puentes arco de tablero inferior o intermedio se observa que las relaciones canto/luz oscilan entre $1/30$ y $1/100$ [27]. Para nuestro puente, se ha optado por una relación $c/L = 1/73$, siendo hueco en la parte del arco que se sitúa por encima del tablero, y macizo en la zona que queda por debajo del tablero, tal y como se muestra en la figura 3-4.

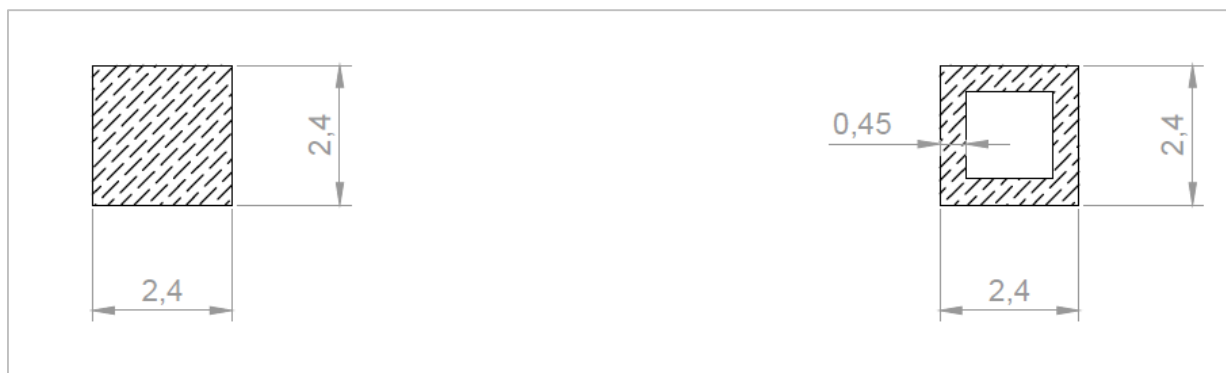


Figura 3- 4. Secciones transversales del arco

3.3 CARACTERÍSTICAS DEL TABLERO

El tablero consiste en dos vigas cajón a ambos lados de la calzada, y que separan a ésta de las zonas peatonales. En la zona interior comprendida entre ambas vigas cajón se dispone una losa ortótropa, y en la zona exterior a las vigas se disponen dos voladizos de 2 m cada uno, también compuestos de losa ortótropa, y que soportan únicamente el tráfico peatonal. Además, estas vigas cajón están conectadas entre sí a lo largo de toda la longitud del tablero mediante vigas transversales, que se prolongan hasta el extremo de los voladizos (véase el anexo 1 – hoja 4).

4 ACCIONES

El objeto del presente apartado es definir y estimar el valor de las acciones que actúan sobre el puente. Para ello, se ha seguido la *Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera* (IAP-11). La finalidad de estimar estas acciones es la verificación estructural de los distintos elementos que componen el puente, para asegurar así su estabilidad y resistencia.[1]

Las acciones pueden clasificarse en tres grupos:

- Permanentes (Peso propio y cargas muertas)
- Variables (Sobrecarga de uso, viento y temperatura)
- Accidentales.

Nótese que las acciones de viento y temperatura dependen fundamentalmente del emplazamiento del puente. Para el desarrollo de este apartado, se ha considerado que el puente está situado sobre la ría del Nervión (Vizcaya), a una distancia de, aproximadamente, 600 metros de su desembocadura y a una altura de 3 metros sobre el nivel del mar.



Figura 4- 1. Emplazamiento, encuadre provincial [Google Earth®]



Figura 4- 2. Emplazamiento, encuadre nacional. [Google Earth®]

4.1 PESO PROPIO

Para calcular el peso propio de la estructura se necesitan dos datos muy importantes: peso específico de los materiales y dimensiones de los mismos.

Los pesos específicos de los distintos materiales se han obtenido del apartado 3.1 de la IAP-11 [1]. Mientras que las dimensiones de los elementos estructurales se han obtenido mediante mediciones en los planos generados para la definición detallada del puente.

Ha sido necesario calcular el peso propio manualmente para el predimensionamiento de los pilares y las péndolas, sin embargo, se ha prescindido de introducir esta carga en el modelo estructural analizado mediante SAP2000® ya que el programa lo calcula automáticamente.

Los valores de peso propio obtenidos pueden verse en la siguiente tabla:

	PESO PROPIO							
	Tablero (central)	Tablero (lateral)	Tablero (extremo)	Arco (hueco)	Arco (macizo)	Pilares	Péndolas centrales	Péndolas laterales
Peso específico del material (KN/m3)	78,5	78,5	78,5	25	25	25	78,5	78,5

Sección transversal (m2)	0,7488	0,7488	0,7488	3,51	5,76	0,16	0,003940	0,002124
Rigidizadores (m3/m)	0,0642	0,0662	0,0516	1,7962	-	-	-	-
Peso propio por metro lineal (KN/m)	63,8166	63,9787	62,8350	132,66	144	4	0,3093	0,16671

Tabla 4- 1. Peso propio.

4.2 CARGAS MUERTAS

Esta acción engloba el peso de los elementos accesorios que se sitúan sobre la estructura, tales como: pavimento, aceras, elementos de contención, señales de seguridad vial, servicios, etc. [1]

Para determinar el valor de esta acción se ha calculado previamente el peso de la calzada, las aceras y los elementos de contención, obteniendo los resultados expuestos en la siguiente tabla.

CARGAS MUERTAS					
Elemento	espesor (m)	anchura (m)	volumen/ml (m ³)	peso específico (kN/m ³)	peso/ml (kN/m)
Calzada	0,07	10	0,7	23	16,1
Aceras	0,07	6	0,42	23	9,66
Barandillas (x1)	-	-	0,02827	78,5	-
Barandillas (x4)	-	-	0,11308	78,5	8,877
TOTAL	-	-	-	-	34,637
TOTAL/M²	-	-	-	-	2,165

Tabla 4- 2. Cargas muertas.

Se deduce de esta tabla que el valor inferior de la carga muerta $G_{k,inf}$ es 2.165 kN/m².

El valor superior para esta misma acción, será el valor inferior aumentado en un 50%, y por lo tanto, $G_{k,sup} = 3.25 \text{ kN/m}^2$. Esta carga superficial ha sido introducida en el emparrillado plano que simula el tablero, en el programa SAP2000®, mediante cargas equivalentes cuyo procedimiento puede verse en el anexo 2.

4.3 SOBRECARGA DE USO

Para el análisis del puente ante sobrecargas de uso, se han seguidos las indicaciones contenidas en la instrucción IAP-11 [1]. Estas indicaciones han sido probadas y ajustadas a puentes cargados de hasta 200 metros de longitud. Además, estas sobrecargas de uso ya tienen en cuenta, mediante el correspondiente factor de amplificación, el efecto dinámico de las mismas.

4.3.1 División de la plataforma del tablero en carriles virtuales

Se define como *plataforma* del tablero a toda aquella área que usa el tráfico rodado y que está comprendida entre los bordillos de acera, si existieran, o entre las caras interiores de los pretiles del tablero. En el caso del tablero de este puente, el ancho de la plataforma es de 10 metros.

Según la tabla 4.1-a de la IAP-11 [1], la plataforma se divide en **3 carriles virtuales de 3 metros** cada uno con un **área remanente de 1 metro**.

Se denominará *carril 1* al carril que genere el efecto más desfavorable y, *carriles 2 y 3*, al segundo y al tercero más desfavorable, respectivamente.

4.3.2 Cargas verticales

Para el análisis, actuarán simultáneamente dos tipos de cargas: una de tipo puntual, que simula los vehículos pesados, y otra uniformemente distribuida.

Cada uno de los carriles, soportará las siguientes cargas:

Situación	Vehículo pesado	Sobrecarga uniforme
	Q_{ik} (KN)	q_{ik} (KN/m)
Carril virtual 1	$2 \cdot 300$	9
Carril virtual 2	$2 \cdot 200$	2.5
Carril virtual 3	$2 \cdot 100$	2.5
Área remanente	0	2.5

Tabla 4- 3. Sobrecarga de uso. Cargas verticales.

En las zonas de uso peatonal, como son las aceras en la parte exterior a los arcos, se aplicará una carga uniformemente distribuida de 5 KN/m². Esta carga actuará sobre las zonas donde su efecto sea más desfavorable (en sentido transversal y longitudinal). Se ha de tener en cuenta que, según la tabla 4-4, relativa a grupos de cargas de tráfico, cuando actúan conjuntamente las cargas de tráfico y las peatonales, el valor de la carga peatonal se reduce a 2.5 KN/m².

4.3.3 Cargas horizontales: frenado y arranque

Las cargas de frenado y arranque originan una fuerza uniformemente distribuida en la dirección longitudinal del tablero. El valor característico de esta carga puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$Q_{LK} = 360 + 2.7 \cdot L = 353.5 \text{ KN}$$

Siendo L la distancia entre juntas contiguas (65 m).

El valor de la fuerza de frenado y arranque estará limitado entre los valores 180 y 900 KN.

4.3.4 Grupos de cargas de tráfico

Para la combinación de las cargas de tráfico con el resto de las acciones (carga permanente, acción térmica, etc.) se define los grupos de cargas de tráfico, los cuales son excluyentes entre sí.

En la siguiente tabla se han calculado el valor total de las cargas de tráfico actuantes en el puente, y se han clasificado según los grupos descritos en el artículo 4.1.4 de la IAP-11. [1]

GRUPOS DE CARGAS	PLATAFORMA					ACERAS
	CARGAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		CARGAS VERTICALES
	Vehículos pesados	Sobrecarga uniforme	Aglomeración de personas	Frenado y arranque	Fuerza centrífuga	
gr1 (Cargas verticales)	1200 KN	44.5 KN/m	-	-	-	2,5 KN/m ²
gr2 (Fuerzas horizontales)	900 KN	17.8 KN/m	-	353,5 KN	0	-

gr3* (Peatones)	-	-	-	-	-	5 kN/m ²
gr4 (Aglomeraciones)	-	-	5 kN/m ²	-	-	5 kN/m ²

Tabla 4- 4. Grupos de cargas.

***Nota:** En el modelo de análisis estructural, no se ha introducido el grupo de cargas Gr.3 (peatones) ya que el caso del grupo Gr.4 (aglomeraciones) resulta mucho más desfavorable.

En nuestro modelo de análisis, se asimila la plataforma del tablero a un emparrillado plano. Por ello, para introducir las cargas, se ha tenido que realizar una adaptación de las cargas uniformemente distribuidas a los nudos del emparrillado en sentido transversal. El procedimiento para realizar dicha adaptación puede observarse en el anexo 2, donde se muestran las cargas teóricas y las equivalentes.

4.4 VIENTO

Para el análisis de esta estructura, la acción del viento se asimilará a una carga estática equivalente, no siendo necesario comprobar los efectos aeroelásticos.

4.4.1 Velocidad básica del viento

En el apartado 4.2.1 de la instrucción IAP-11 se dan las herramientas necesarias para estimar la velocidad básica del viento v_b para posteriormente hallar la velocidad media del viento incidente en el puente.

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0}$$

Siendo:

$$C_{dir} = 1.0$$

$$C_{season} = 1.0$$

$$V_{b,0} = 29 \text{ m/s según el mapa de isotacas de la figura 4.2-a de la IAP-11}$$

$$V_b = 29 \text{ m/s}$$

Para un periodo de retorno diferente de 50 años, la velocidad básica del viento $v_b(T)$ deberá modificarse con la siguiente ecuación:

$$V_b(T) = V_b * C_{prob}$$

Siendo $C_{prob} = 1.04$ para un periodo de retorno de 100 años, como es nuestro caso.

Se obtiene un valor de **$V_b (T=100 \text{ años}) = 30.16 \text{ m/s}$** .

4.4.2 Velocidad media del viento

La velocidad media del viento depende de factores tales como la altura respecto al terreno, la topografía y la velocidad básica del viento anteriormente calculada.

$$V_m(z) = C_r(z) * C_o * V_b(T)$$

Siendo:

$$C_o = 1.0$$

$$C_r(z) = 1.466 \text{ para } z = 36.2\text{m (altura del arco)}$$

$$C_r(z) = 1.339 \text{ para } z = 16\text{m (altura del tablero)}$$

Para estimar el valor de k_r , z_0 y z_{\min} , se establece una clasificación en función de los tipos de entorno. En nuestro caso, estamos ante un entorno tipo 0: mar o zona costera expuesta al mar abierto, ya que estamos ante un puente móvil que permite el tráfico marítimo.

$$k_r = 0.156 \text{ según la tabla 4.2-b de la IAP-11.}$$

$$z_0 = 0.003\text{m según la tabla 4.2-b de la IAP-11.}$$

$$z_{\min} = 1\text{m según la tabla 4.2-b de la IAP-11.}$$

Usando estos valores en la fórmula anteriormente expuesta para el cálculo de la velocidad media del viento se obtiene finalmente:

$$\begin{aligned} V_m(\text{arco}) &= 44.21 \text{ m/s} \\ V_m(\text{tablero}) &= 40.38 \text{ m/s} \end{aligned}$$

4.4.3 Empuje del viento

El empuje del viento se calculará de acuerdo a la siguiente fórmula. Además se evaluará la acción del viento en cada uno de los elementos estructurales que componen el puente por separado.

$$F_w = \left[\frac{1}{2} * \rho * V_b^2(T) \right] * C_e(z) * C_f * A_{ref}$$

4.4.3.1 Empuje sobre la parte superior del arco

Teniendo los datos procedentes de la geometría del arco, en la parte que queda por encima del tablero ($H = 20\text{m}$ y $L = 127.017\text{m}$), podemos estimar el empuje del viento como sigue.

DIRECCIÓN TRANSVERSAL, Y:

$$V_b(T) = 30.16 \text{ m/s}$$

$$C_f = 2.0$$

$$A_{ref} = 127.017\text{m} * 2.4\text{m} = 304.841 \text{ m}^2$$

$$C_e(z) = 3.571 \text{ para } z = 36.2\text{m}$$

$$F_{w,y} = \left[\frac{1}{2} * 1.25 * 30.16^2 \right] * 3.571 * 2.0 * 304.841 = 1300.15 \text{ KN} = \mathbf{10.236 \text{ KN/m}}$$

En este caso, es necesario considerar el efecto de ocultamiento del arco a sotavento.

$$\lambda = \frac{A_n}{A_{tot}} = 1$$

$$S_r = \frac{s}{h_p} = \frac{14.4m}{2.4m} = 6 \quad \left. \vphantom{\frac{s}{h_p}} \right\} \eta = 1.0$$

Al ser el factor de ocultamiento igual a 1, la fuerza que actúa en el arco a sotavento es igual a la fuerza que actúa en el arco a barlovento.

DIRECCIÓN VERTICAL, Z:

$$C_f = 2.0$$

$$A_{ref} = 119.84 * 2.4m = 287.616 m^2$$

$$C_e(z) = 3.571 \text{ para } z = 36.2m$$

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} * 1.25 * 30.16^2 \right] * 3.751 * 2.0 * 287.616 = 1289.74 KN = \mathbf{10.748 KN/m}$$

DIRECCIÓN LONGITUDINAL, X:

$$C_f = 1.2$$

$$A_{ref} = 20.2 * 2.4m = 48.48 m^2$$

$$C_e(z) = 3.571 \text{ para } z = 36.2m$$

$$F_{w,x} = \left[\frac{1}{2} * 1.25 * 30.16^2 \right] * 3.751 * 1.2 * 48.48 = 124.06 KN = \mathbf{6.142 KN/m}$$

4.4.3.2 Empuje sobre la parte inferior del arco

En este caso, el único dato que cambia con respecto a la parte superior del arco es el valor de $C_e(z)$ ya que la altura máxima en este elemento es 16m ($C_e(z)=3.254$).

DIRECCIÓN TRANSVERSAL, Y:

$$V_b(T) = 30.16 m/s$$

$$C_f = 2.0$$

$$A_{ref} = 31.888 * 2.4m = 76.53 m^2$$

$$C_e(z) = 3.254 \text{ para } z = 16m$$

$$F_{w,y} = \left[\frac{1}{2} * 1.25 * 30.16^2 \right] * 3.254 * 2.0 * 76.53 = 283.154 KN = \mathbf{8.880 KN/m}$$

En este caso, el coeficiente de ocultamiento del arco a sotavento es el mismo ($\eta = 1.0$), por lo que la fuerza que actúa en el arco a sotavento es igual a la fuerza que actúa en el arco a barlovento.

DIRECCIÓN VERTICAL, Z:

$$C_f = 2.0$$

$$A_{ref} = 27.58 * 2.4m = 66.192 m^2$$

$$C_e(z) = 3.254 \text{ para } z = 16m$$

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} * 1.25 * 30.16^2 \right] * 3.254 * 2.0 * 66.192 = 244.90 KN = \mathbf{8.880 KN/m}$$

DIRECCIÓN LONGITUDINAL, X:

$$C_f = 1.2$$

$$A_{ref} = 16 * 2.4m = 38.4 m^2$$

$$C_e(z) = 3.254 \text{ para } z = 16\text{m}$$

$$F_{w,x} = \left[\frac{1}{2} * 1.25 * 30.16^2 \right] * 3.254 * 1.2 * 38.4 = 82.246 \text{ KN} = \mathbf{5,328 \text{ KN/m}}$$

4.4.3.3 Empuje sobre las pilas

DIRECCIÓN TRANSVERSAL, Y:

$$V_b(T) = 30.16 \text{ m/s}$$

$$C_f = 2.1$$

$$A_{ref} = 16\text{m} * 0.4\text{m} = 6.4 \text{ m}^2$$

$$C_e(z) = 3.254 \text{ para } z = 16\text{m}$$

$$F_{w,y} = \left[\frac{1}{2} * 1.25 * 30.16^2 \right] * 3.254 * 2.1 * 6.4 = 24.86 \text{ KN} = \mathbf{1.554 \text{ KN/m}}$$

DIRECCIÓN LONGITUDINAL, X:

En este caso se obtiene el mismo valor que en la dirección anteriormente analizada: $F_{w,x} = \mathbf{1.554 \text{ KN/m}}$.

En la dirección X, las pilas que se sitúan a un lado del arco, resultan ocultas por el mismo ante la acción del viento. Es por ello que en este caso es necesario analizar el efecto de ocultamiento.

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= \frac{A_n}{A_{tot}} = 1 \\ S_r &= \frac{s}{h_p} = \frac{22.05\text{m}}{16\text{m}} = 1.378 \end{aligned} \right\} \quad \eta = \mathbf{0.367}$$

Por lo tanto, se puede asumir que el empuje del viento, en las pilas que quedan detrás del arco, tiene un valor de $F_{w,x} = 1.554 * 0.367 = \mathbf{0.570 \text{ KN/m}}$

En la dirección vertical, Z, se considera que el efecto del viento sobre las pilas es despreciable.

4.4.3.4 Empuje sobre el tablero

Para este apartado, se seguirán las instrucciones del apartado 4.2.5 de la IAP-11. En el tablero surgen dos posibles estado para analizar el efecto del viento: estado en servicio (I) y estado en vacío (II). Estos estados se deberán analizar por separado.

DIRECCIÓN TRANSVERSAL, Y – ESTADO DE SERVICIO (I):

$$C_{f,x}(I) = 1.3$$

$$h_{eq} = 1\text{m (canto inferior)} + 2\text{m (vehículo)} = 3\text{m}$$

$$A_{ref,x}(I) = L * h_{eq} = 175\text{m} * 3\text{m} = 525 \text{ m}^2$$

$$C_e(z) = 3.254 \text{ para } z = 16\text{m}$$

$$F_{w,y}(I) = \left[\frac{1}{2} * 1.25 * 30.16^2 \right] * 3.254 * 1.3 * 525 = 1262.59 \text{ KN} = \mathbf{7.215 \text{ KN/m}}$$

DIRECCIÓN TRANSVERSAL, Y – ESTADO EN VACÍO (II):

$$C_{f,x}(II) = 1.3$$

$$h_{eq} = 2m \text{ (canto total)}$$

$$A_{ref,x}(II) = L * h_{eq} = 175m * 2m = 350 \text{ m}^2$$

$$C_e(z) = 3.254 \text{ para } z = 16m$$

$$F_{w,y}(II) = \left[\frac{1}{2} * 1.25 * 30.16^2 \right] * 3.254 * 1.3 * 350 = 841.72 \text{ KN} = \mathbf{4.810 \text{ KN/m}}$$

DIRECCIÓN VERTICAL, Z – ESTADOS DE SERVICIO Y VACÍO (I, II):

En este caso, los empujes del viento coinciden para ambos estados de carga.

$$C_{f,z} = 0.9$$

$$A_{ref,z} = 175 * 21.2 = 3710 \text{ m}^2$$

$$C_e(z) = 3.254 \text{ para } z = 16m$$

$$F_{w,z} = \left[\frac{1}{2} * 1.25 * 30.16^2 \right] * 3.254 * 0.9 * 3710 = 6176.99 \text{ KN} = \mathbf{35.297 \text{ KN/m}}$$

En este caso debe hacerse una adaptación al modelo emparrillado plano que simula el tablero en el análisis mediante SAP2000®. El empuje del viento por unidad de superficie es de 1.665 KN/m².

MOMENTO DE VUELCO – ESTADO DE SERVICIO (I)

Según el apartado 4.2.5.1.3 de la IAP-11, a falta de datos más precisos, se supondrá que el empuje transversal del viento está aplicado en el 60% de la altura equivalente, h_{eq} , medido desde la base; y que el empuje vertical está aplicado a una distancia del borde de barlovento igual a un cuarto de la anchura del tablero.

$$60\% * h_{eq}(I) = 1.8m \rightarrow 0.8m \text{ por encima del centro de gravedad}$$

$$\frac{1}{4} * B_{tablero} = 5.3m$$

$$M_x(I) = 0.8 * 1262.59 + 5.3 * 6176.99 = 33748 \text{ KNm} = \mathbf{192.85 \text{ KNm/m}}$$

MOMENTO DE VUELCO – ESTADO EN VACÍO (II)

En el estado en vacío, el punto de aplicación de la fuerza del viento es el mismo que el descrito anteriormente.

$$60\% * h_{eq}(II) = 1.2m \rightarrow 0.2m \text{ por encima del centro de gravedad}$$

$$\frac{1}{4} * B_{tablero} = 5.3m$$

$$M_x(II) = 0.2 * 841.72 + 5.3 * 6176.99 = 32906 \text{ KNm} = \mathbf{188.04 \text{ KNm/m}}$$

DIRECCIÓN LONGITUDINAL, X – ESTADO DE SERVICIO (I)

Este empuje longitudinal será una fracción del empuje transversal producido por el viento transversal (dirección Y), multiplicado por un coeficiente reductor. El valor de dicha fracción será del 25% para los elementos sólidos (tableros tipo cajón, losa o vigas, sistemas de contención no permeables, pantallas anti-ruido, sobrecarga de uso, etc.), y del 50% para los elementos que presenten huecos (tableros tipo celosía, sistemas de contención permeables, barandillas y, en su caso, sobrecargas de uso).

El coeficiente reductor puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$\mu_{reductor} = 1 - \left[\frac{7}{C_o * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) + 7} \right] * \Phi[L/L(z)]$$

Siendo:

$$C_o = 1.0$$

$$\Phi[L/L(z)] = 0.230 + 0.182 * \ln\left(\frac{L}{L(z)}\right) = 0.3066$$

$$L = 175\text{m}$$

$$L(z) = 300 * \left(\frac{z}{200}\right)^\alpha = 114.89\text{m} \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m}$$

$$z = 16\text{m}$$

$$\alpha = 0.38 \quad \text{para entorno de tipo 0, según la tabla 4.2-d de la IAP-11}$$

Se deduce de la ecuación anterior que el coeficiente reductor tiene un valor de $\mu_{reductor} = \mathbf{0.862}$.

Para el estado en servicio, el empuje del viento sobre el tablero en la dirección longitudinal se expresa en la siguiente ecuación:

$$F_{w,x}(I) = 0.25 * F_{w,y}(I) * \mu_{reductor} = 272.17 \text{ KN} = \mathbf{18.838 \text{ KN/m}}$$

DIRECCIÓN LONGITUDINAL, X – ESTADO DE VACÍO (II):

Para el estado en vacío, el empuje longitudinal se calcula exactamente igual que en el apartado anterior.

$$F_{w,x}(II) = 0.25 * F_{w,y}(II) * \mu_{reductor} = 181.45 \text{ KN} = \mathbf{8.559 \text{ KN/m}}$$

4.5 ACCIÓN TÉRMICA

4.5.1 Acción térmica en el tablero

4.5.1.1 Componente uniforme de la temperatura

TEMPERATURA MÁXIMA Y MÍNIMA DEL AIRE:

Para un periodo de retorno igual a 50 años, el mapa de isotermas de la temperatura máxima anual del aire, T_{max} , mostrado en la figura 4.3-a de la instrucción IAP-11 [1], indica que la temperatura máxima del aire sería de 46°C.

Por otro lado, dicha instrucción también recoge una tabla con la temperatura mínima anual del aire según altitud y ubicación, para un periodo de retorno $T = 50$ años. En nuestro caso, $T_{min} = -7$ °C.

En nuestro caso, se requiere un periodo de retorno de 100 años, por lo que las temperaturas obtenidas anteriormente se deben ajustar a este.

$$T_{max,p} = T_{max} * (0.781 - 0.056 * (-\ln(1 - p))) = 47.78 \text{ °C}$$

$$T_{min,p} = T_{min} * (0.393 - 0.156 * (-\ln(1 - p))) = -7.77 \text{ °C}$$

TEMPERATURA EFECTIVA:

La temperatura efectiva es referida a la componente uniforme de temperatura del tablero, es decir, la temperatura media de su sección transversal. Se determina gracias a las siguientes ecuaciones, donde $\Delta T_{e,max}$ y $\Delta T_{e,min}$ vienen dadas en función del material que compone el tablero, que en nuestro caso será el acero.

$$T_{e,max} = T_{max} + \Delta T_{e,max} = 47.8 + 16 = 63.8 \text{ °C}$$

$$T_{e,min} = T_{min} + \Delta T_{e,min} = -7.8 - 3 = -10.8 \text{ °C}$$

Para el estudio de los efectos de la componente uniforme de la temperatura en el tablero, el coeficiente de dilatación térmica lineal, en el caso de acero inoxidable (ya que nos encontramos en una zona próxima al mar), es $\alpha_T = 16 \times 10^{-6} \text{ °C}^{-1}$.

RANGO DE LA COMPONENTE UNIFORME DE LA TEMPERATURA:

La variación de la componente uniforme del tablero dará lugar a un cambio de longitud en el mismo. Esta variación de temperatura viene dada por la siguiente expresión:

$$\Delta T_N = T_{e,max} - T_{e,min} = 74.6 \text{ °C}$$

Para un estado de expansión, la variación máxima de temperatura puede resolverse mediante la siguiente ecuación, donde T_0 es la temperatura inicial (15 °C, a falta de estudios más detallados):

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 63.8 - 15 = 48.8 \text{ °C}$$

Y para el estado de contracción:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10 - (-10.8) = 25.8 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

4.5.1.2 Componente de la diferencia de temperatura

DIFERENCIA VERTICAL

El efecto de la diferencia de temperatura entre la fibra superior del tablero y la fibra inferior debe tenerse en cuenta. Para tableros de acero, la componente lineal de la diferencia vertical de temperatura para la fibra superior más caliente y más fría, respectivamente, son: $\Delta T_{M,heat} = 18 \text{ }^{\circ}\text{C}$ y $\Delta T_{M,cool} = 13 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Estos valores son válidos para un espesor del pavimento de 50 mm, para otro tipo de pavimento o espesor, se deberán multiplicar dichos valores por un coeficiente k_{sur} .

DIFERENCIA HORIZONTAL:

La diferencia horizontal de temperatura se produce cuando existe una diferencia de soleamiento entre un lado y otro del tablero, lo cual depende de la orientación del puente. En nuestro caso, para tableros de acero, y al ser la longitud del voladizo l_v mayor que dos veces la altura del paramento lateral h_a , no se tomará en cuenta este efecto.

4.5.1.3 Simultaneidad de la componente uniforme y de la diferencia de temperatura

La combinación de la componente uniforme y la diferencia de temperatura puede realizarse utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\Delta T_M + \omega_N * \Delta T_N$$

$$\omega_M * \Delta T_M + \Delta T_N$$

Donde $\omega_N = 0.35$ y $\omega_M = 0.75$. Existen 8 posibilidades de combinación, de las cuales solo se introducirán en el modelo de análisis las más desfavorables.

$$0.75 * \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp} = 0.75 * 18 + 48.8 = 62.3 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$0.75 * \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con} = 0.75 * 13 + 25.8 = 35.55 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

4.5.2 Acción térmica en pilas

En nuestro caso, no se tiene en cuenta el efecto de la acción térmica en las pilas. Solo se considerarían estos efectos si pudieran ocasionar reacciones o movimientos en los elementos adyacentes o en las mismas pilas.

4.5.3 Acción térmica en péndolas

La diferencia térmica entre las péndolas y el resto de elementos estructurales de puente (arco o tablero) viene dada por las siguientes ecuaciones:

- Diferencia positiva: $T_{péndola} - T_{resto\ del\ puente} = +20\ ^\circ C$
En caso de pintar las péndolas de un color claro, esta diferencia puede reducirse hasta un mínimo de $+10\ ^\circ C$.
- Diferencia negativa: $T_{resto\ del\ puente} - T_{péndola} = -10\ ^\circ C$

Al coexistir tablero y arco, el término $T_{resto\ del\ puente}$ es referido a la temperatura uniforme del elemento que sufre menor variación térmica, en este caso, el tablero.

A fin de mejorar el comportamiento térmico se proyectarán péndolas pintadas de blanco, y por tanto, las temperaturas máximas y mínimas que actuarán sobre las péndolas serán las siguientes:

$$T_{max,péndolas} = 48.8 + 10 = \mathbf{58.8\ ^\circ C}$$

$$T_{min,péndolas} = -25.8 - 10 = \mathbf{-35.8\ ^\circ C}$$

4.5.4 Acción térmica en el arco

La diferencia del arco con respecto al tablero será mayor o igual a $15\ ^\circ C$. En este caso, dado que el arco es de hormigón se ha optado por elegir una diferencia igual $15\ ^\circ C$. En consecuencia se introduce una acción térmica en nuestro modelo de análisis cuyos valores máximo y mínimo son los siguientes:

$$T_{max,arco} = 48.8 + 15 = \mathbf{63.8\ ^\circ C}$$

$$T_{min,arco} = -25.8 - 15 = \mathbf{-40.8\ ^\circ C}$$

4.6 COMBINACIÓN DE ACCIONES

Para realizar la combinación de acciones que actúan en el puente, se ha seguido las instrucciones de la IAP-11 [1], donde aparecen recogidos los coeficientes de simultaneidad ψ , y coeficientes parciales γ , específicos para cada caso de cargas.

Se considerarán las siguientes acciones actuantes en el puente, denotadas por las abreviaturas:

PP	Peso Propio
CP	Carga Permanente
SC _{r1}	Sobrecarga de uso uniformemente repartida (hipótesis 1, centrada)
SC _{r2}	Sobrecarga de uso uniformemente repartida (hipótesis 2, centrada)
SC _{r1'}	Sobrecarga de uso uniformemente repartida (hipótesis 1, excéntrica)
SC _{r2'}	Sobrecarga de uso uniformemente repartida (hipótesis 2, excéntrica)
SC _{p1}	Sobrecarga de uso, vehículos pesados (hipótesis 1, centrada)

SC _{p2}	Sobrecarga de uso, vehículos pesados (hipótesis 2, centrada)
SC _{p1'}	Sobrecarga de uso, vehículos pesados (hipótesis 1, excéntrica)
SC _{p2'}	Sobrecarga de uso, vehículos pesados (hipótesis 2, excéntrica)
Gr. 2	Sobrecarga de uso, fuerzas horizontales
Gr. 4	Sobrecarga de uso, aglomeraciones
F _{wk} (x)	Viento en dirección longitudinal
F _{wk} (y)	Viento en dirección transversal
F _{wk} (z)	Viento en dirección vertical
F _{wk} (m)	Momento de vuelco por acción del viento
T _k (max)	Temperaturas máximas
T _k (min)	Temperaturas mínimas

4.6.1 Combinaciones para comprobaciones en ELU

4.6.1.1 Situación persistente o transitoria

Las combinaciones de cargas siguientes siguen esta fórmula fundamental, además de una serie de condiciones de combinación expresadas como siguen:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- La sobrecarga de uso estará representada, para su combinación con el resto de las acciones, mediante los grupos de cargas que son excluyentes entre sí.
- Cuando se considere el viento transversal sobre el tablero, se considerará la actuación simultánea de la componente vertical del viento y el momento de vuelco correspondiente.
- Cuando se considere el viento longitudinal sobre el tablero, no se considerará la actuación simultánea del viento transversal, ni el empuje vertical, ni el momento de vuelco correspondiente.
- La concomitancia de la componente uniforme de temperatura y de la componente de diferencia de temperatura se regirá por lo expuesto en el apartado 4.3.1.3. de la IAP-11 [1].
- Cuando se considere la acción del viento como predominante, no se tendrá en cuenta la actuación de la sobrecarga de uso.
- Cuando se considere la sobrecarga de uso como predominante, se considerará el viento concomitante correspondiente.
- Cuando se considere el grupo de cargas de tráfico gr 2 (fuerzas horizontales con su valor característico), no se considerará la actuación del viento ni de la nieve.
- No se considerará la acción simultánea del viento y de la acción térmica.
- En general, no se considerará la acción simultánea de la carga de nieve y la sobrecarga de uso salvo en zonas de alta montaña. Ya que en la región donde se sitúa el puente en cuestión, resulta más desfavorable la acción de tráfico que la acción de nieve, no se considerará esta última.

A continuación se detallan todas las combinaciones de Estado Límite Último utilizado en el análisis estructural.

ELU 1 – C1	1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC _{r1} + SC _{p1})
ELU 2 – C1	1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC _{r1} + SC _{p1}) + 1.5 * (0.6 * F _{wk} (y, z, m))
ELU 3	1.35 * (PP + CP) + 1.5 * (F _{wk} (y, z, m))

ELU 4 – C1	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r1} + SC_{p1}) + 1.5 * (0.6 * F_{wk}(x))$
ELU 5	$1.35 * (PP + CP) + 1.5 * (F_{wk}(x))$
ELU 6	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * Gr. 2$
ELU 7	$1.0 * (PP + CP) + 1.35 * Gr. 2 + 1.5 * (0.6 * T_k(\max))$
ELU 8	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * Gr. 2 + 1.5 * (0.6 * T_k(\min))$
ELU 9 – C1	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r1} + SC_{p1}) + 1.5 * (0.6 * T_k(\min))$
ELU 10 – C1	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (0.4 * SC_{r1} + 0.75 * SC_{p1}) + 1.5 * (T_k(\min))$
ELU 11	$1.0 * (PP + CP) + 1.5 * (T_k(\max))$
ELU 12	$1.35 * (PP + CP) + 1.5 * (T_k(\min))$
ELU 13	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * Gr. 4$
ELU 14	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * Gr. 4 + 1.5 * (0.6 * F_{wk}(y, z, m))$
ELU 15	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * Gr. 4 + 1.5 * (0.6 * F_{wk}(x))$
ELU 16	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * Gr. 4 + 1.5 * (0.6 * T_k(\min))$
ELU 1 – C2	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r2} + SC_{p2})$
ELU 2 – C2	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r2} + SC_{p2}) + 1.5 * (0.6 * F_{wk}(y, z, m))$
ELU 4 – C2	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r2} + SC_{p2}) + 1.5 * (0.6 * F_{wk}(x))$
ELU 9 – C2	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r2} + SC_{p2}) + 1.5 * (0.6 * T_k(\min))$
ELU 10 – C2	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (0.4 * SC_{r2} + 0.75 * SC_{p2}) + 1.5 * (T_k(\min))$
ELU 1 – E1	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r1'} + SC_{p1'})$
ELU 2 – E1	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r1'} + SC_{p1'}) + 1.5 * (0.6 * F_{wk}(y, z, m))$
ELU 4 – E1	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r1'} + SC_{p1'}) + 1.5 * (0.6 * F_{wk}(x))$
ELU 9 – E1	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (0.4 * SC_{r1'} + 0.75 * SC_{p1'}) + 1.5 * (T_k(\max))$
ELU 10 – E1	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (0.4 * SC_{r1'} + 0.75 * SC_{p1'}) + 1.5 * (T_k(\min))$
ELU 1 – E2	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r2'} + SC_{p2'})$
ELU 2 – E2	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r2'} + SC_{p2'}) + 1.5 * (0.6 * F_{wk}(y, z, m))$
ELU 4 – E2	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r2'} + SC_{p2'}) + 1.5 * (0.6 * F_{wk}(x))$
ELU 9 – E2	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (0.4 * SC_{r2'} + 0.75 * SC_{p2'}) + 1.5 * (T_k(\max))$
ELU 10 – E2	$1.35 * (PP + CP) + 1.35 * (0.4 * SC_{r2'} + 0.75 * SC_{p2'}) + 1.5 * (T_k(\min))$

4.6.2 Combinaciones para comprobaciones en ELS

A diferencia del apartado anterior, para estas combinaciones se utilizarán los coeficientes parciales propios de comprobaciones en ELS. Además existen tres tipos de combinaciones posibles en función de su probabilidad de ocurrencia: característica, frecuente y casi-permanente.

Para el análisis de este puente solo resulta necesario realizar la combinación frecuente más desfavorable ante cargas verticales, ya que en la práctica, tan solo se ha utilizado la comprobación en ELS para el dimensionamiento de las péndolas ante fatiga.

4.6.2.1 Combinación frecuente:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \sum_{m \geq 1} \gamma_{G,m} G_{k,m}^* + \gamma_{Q,1} \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

ELS_F 1

$$1.0 * (PP + CP) + 1.0 * (0.4 * SC_{r1} + 0.75 * SC_{p1})$$

5 DIMENSIONAMIENTO

5.1 ARCO

Tal y como se ha descrito en el apartado 3.2, el arco es de hormigón con una sección maciza de 2.4 x 2.4 m en las regiones que quedan por debajo del tablero y en las áreas críticas de punzonamiento de las péndolas; y con una sección hueca de 2.4 x 2.4 y un espesor de 0.45 m, en las zonas restantes, que quedan por encima del tablero (véase el anexo 1 – hojas 3 y 6).

Para la verificación de resistencia del arco se han utilizado como datos las leyes de esfuerzos actuantes en el mismo de la envolvente de todos los Estados Límite Últimos, representados en el apartado 4.6.1 del presente documento.

Estas leyes de esfuerzos han sido evaluadas en tres puntos principales (estribo, riñón y clave) y dos puntos secundarios (puntos A y B) donde se produciría el máximo momento flector M_z positivo. Los valores máximos y mínimos de los esfuerzos (axil, torsor, cortantes y flectores), así como las tensiones máximas, en cada una de las secciones, pueden verse en la siguiente tabla.

	ENVOLVENTE DE ELU's					
	Estribo	Pto. A	Riñón (-)	Riñón (+)	Pto. B	Clave
N	2600,7	5197,3	6427,3	-16191,5	-14481,9	-13940,7
	-59881,8	-58117,1	-57213,1	-24637,0	-22649,8	-21676,3
Tx	58,9	23,4	25,5	-213,4	-27,0	21,9
	-142,9	-147,9	-143,1	-1257,9	-1992,8	-256,4
Vy	4081,6	1652,3	2780,8	-16,3	315,3	773,4
	872,4	253,0	938,6	-3027,6	-279,3	429,6
Mz	2187,0	10950,6	-9726,8	9905,4	12522,3	3468,9
	-31229,2	-3495,1	-12038,7	-34262,5	23,4	-12588,8
Vz	9,6	59,7	239,4	21,9	685,8	0,1
	-224,4	-9,8	-9,8	917,2	-428,8	-0,8
My	1313,1	423,5	155,2	108,1	4045,0	8245,7
	-76,6	-23,1	-1587,9	-20192,8	-3188,5	-689,1
σ max	24,520	15,026	15,847	34,910	14,938	16,847

Tabla 5- 1. Esfuerzos y tensiones máximas en el arco según la envolvente de ELUs.

*Nota: las abreviaturas y unidades usadas en la tabla 5-1 son las siguientes.

N = axil (kN)

Tx = torsor (kN·m)

Vy = cortante en y (kN·m)

Mz = flector en z (kN·m)

Vz = cortante en z (kN·m)

M_y = flector en y (kN·m)

5.1.1 Comprobación de resistencia a compresión

Las tensiones máximas del arco mostradas en la tabla 5-1, han sido calculadas mediante la fórmula de Navier, donde se han introducido los esfuerzos más desfavorables de cada sección.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_y}{I_y} * z \pm \frac{M_z}{I_z} * y$$

Estas tensiones máximas deben ser menores a la resistencia de cálculo del hormigón f_{cd} . Ya que el valor máximo de las tensiones en todas las secciones analizadas es de 34.91, se debe buscar un tipo de hormigón con un f_{cd} superior

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{60}{1.5} = 40 \text{ MPa}$$

Los datos y resultados de esta comprobación pueden verse en la tabla 5-2. Se verifica así, que la sección transversal del arco tiene el área e inercias suficientes para resistir los esfuerzos, y que el hormigón utilizado es adecuado.

RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN					
Arco macizo			Arco hueco		
b	2,4	m	b	2,4	m
h	2,4	m	h	2,4	m
A	5,76	m ²	e	0,45	m
I_y	2,7648	m ⁴	A	3,51	m ²
I_z	2,7648	m ⁴	I_y	2,34293	m ⁴
y_{\max}	1,2	m	I_z	2,34293	m ⁴
z_{\max}	1,2	m	y_{\max}	1,2	m
			z_{\max}	1,2	m
σ_{\max}	24,52	MPa <fcd	σ_{\max}	34,91	MPa <fcd

HA-45 $f_{cd} = 30,00$

HA-50 $f_{cd} = 33,33$

HA-60 $f_{cd} = 40,00$

HA-70 $f_{cd} = 46,67$

Tabla 5- 2. Características mecánicas de las distintas secciones del arco y verificación tensional.

5.1.2 Durabilidad del hormigón

El hormigón elegido para construir el arco es un hormigón armado HA-60/P/15/IIIa, resistente a la corrosión por cloruros, y adecuado para ambientes marítimos (zona aérea). La máxima relación agua/cemento que deberá llevar este hormigón es de 0.50, y tendrá un contenido mínimo de cemento de

300 kg/m³. Además, para disminuir el riesgo de corrosión por cloruros, se deberá asegurar un recubrimiento nominal de las armaduras de 7 cm. (Véase el anexo 3).

Se ha elegido este tipo de hormigón porque este puente móvil, que permitirá el paso de embarcaciones, prevé su ubicación en una zona cercana a la costa.

5.1.3 Armadura del arco

Para calcular la armadura longitudinal necesaria en el arco, se ha utilizado el prontuario informático del hormigón 3.1 de IECA®. En este programa se han introducido como datos, la geometría de las distintas secciones y los esfuerzos procedentes de la envolvente de ELU's, mostrados anteriormente en la tabla 5-1.

Gracias al prontuario, se ha podido dimensionar tanto la armadura a flexión compuesta esviada (armadura longitudinal), como la armadura a cortante. Dichas armaduras se detallan a continuación.

SECCIÓN: ESTRIBO (SECCIÓN MACIZA)

- Armadura longitudinal en las caras horizontales: **42 Ø32mm**
- Armadura longitudinal en las caras verticales: **8 Ø32mm** (mínima necesaria para cumplir la separación máxima de 30 cm)
- Armadura de cortante: **8 ramas de Ø10mm cada 15cm** (Armadura mínima de cortante $A_{\alpha,min} = 35.9 \text{ cm}^2/\text{m}$)

SECCIÓN: RIÑÓN (SECCIÓN MACIZA)

- Armadura longitudinal en las caras horizontales: **22 Ø32mm**
- Armadura longitudinal en las caras verticales: **8 Ø32mm** (mínima necesaria para cumplir la separación máxima de 30 cm)
- Armadura de cortante: **6 ramas de Ø10mm cada 10cm** (Armadura mínima de cortante $A_{\alpha,min} = 35.9 \text{ cm}^2/\text{m}$)

SECCIÓN: RIÑÓN (SECCIÓN HUECA)

- Armadura longitudinal en las caras horizontales exteriores: **20 Ø32mm**
- Armadura longitudinal en las caras horizontales interiores: **10 Ø32mm**
- Armadura longitudinal en las caras verticales exteriores: **8 Ø32mm** (mínima necesaria para cumplir la separación máxima de 30 cm)
- Armadura longitudinal en las caras verticales interiores: **8 Ø32mm** (mínima necesaria para cumplir la separación máxima de 30 cm)
- Armadura de cortante: **8 ramas de Ø10mm cada 15cm** (Armadura mínima de cortante $A_{\alpha,min} = 35.9 \text{ cm}^2/\text{m}$)

SECCIÓN: CLAVE (SECCIÓN HUECA)

- Armadura longitudinal en las caras horizontales exteriores: **9 Ø32mm** (mínima necesaria para cumplir la separación máxima de 30 cm)
- Armadura longitudinal en las caras horizontales interiores: **9 Ø32mm** (mínima necesaria para cumplir la separación máxima de 30 cm)

- Armadura longitudinal en las caras verticales exteriores: **8 Ø32mm** (mínima necesaria para cumplir la separación máxima de 30 cm)
- Armadura longitudinal en las caras verticales interiores: **8 Ø32mm** (mínima necesaria para cumplir la separación máxima de 30 cm)
- Armadura de cortante: **6 ramas de Ø10mm cada 10cm** (Armadura mínima de cortante $A_{\alpha, \min} = 35.9 \text{ cm}^2/\text{m}$)

En general, en todas las secciones se ha procurado que el factor de seguridad de la armadura, es decir, el cociente entre resistencia y solicitaciones, esté por encima de 1.10, ya que en el prontuario de IECA®, se consideran todas las barras dispuestas en una sola fila, y por tanto el brazo mecánico real puede ser inferior al teórico.

Los cálculos efectuados y el detalle de las armaduras en las secciones pueden verse en el anexo 3 y el anexo 1 (hoja 9).

5.2 TABLERO

En este apartado se detallarán las dimensiones y las comprobaciones de los elementos que componen el tablero. Además, se va a profundizar en el porqué de la solución adoptada y en su comprobación resistente.

5.2.1 Material

Para el diseño del tablero, se evaluaron dos posibles alternativas:

- 1- Tablero híbrido de hormigón en las partes “fijas”, y acero en la parte “móvil”.
- 2- Todo el tablero de acero.

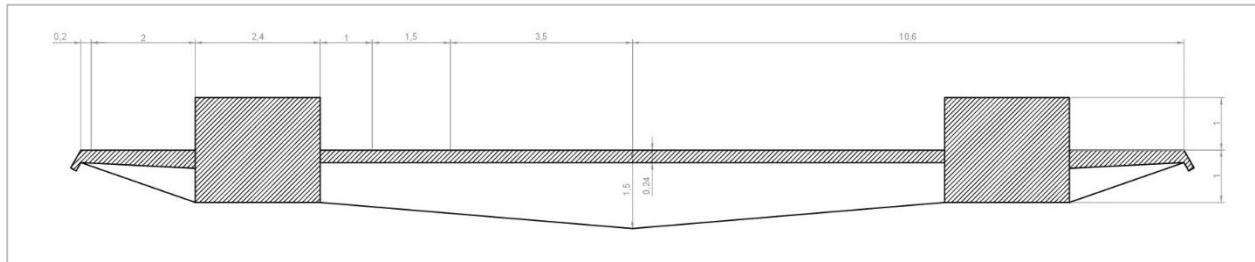


Figura 5- 1. Alternativa n°1 – Tablero fijo de hormigón.

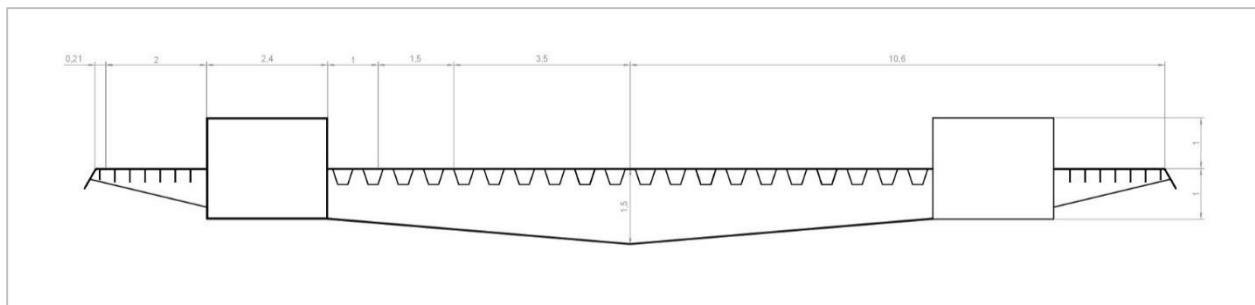


Figura 5- 2. Alternativa n°1 – Tablero móvil de acero / Alternativa n° 2 – Tablero completo de acero.

Mediante un modelo estructural introducido en el programa SAP2000®, se evaluó el efecto de ambas alternativas a fin de determinar cuál de los dos modelos recibía menos esfuerzos. Como resultado de este análisis, se concluyó que la alternativa nº 1 resultaba más desfavorable ya que al ser el tablero más pesado, el arco y las péndolas recibían mayores esfuerzos. En consecuencia, se diseñó el tablero completamente de acero S-355-J2.

5.2.2 Vigas cajón

Se ha optado por dos vigas cajón individuales en lugar de una sola debido a la gran anchura del tablero (21.2 m). De este modo, se reducirían los voladizos exteriores y se controlaría la flexión transversal local [27]. Además, la separación de las vigas cajón permite que éstas sean conectadas directamente con los arcos, lo cual favorece a la respuesta conjunta ante las acciones.

El canto de las vigas cajón es de 2 m, mientras que su anchura es de 2.4 m para garantizar la conexión tablero-arco. Se ha optado por colocar las vigas cajón con su centro de gravedad alineado con la rasante del tablero. Tendiendo un metro por encima de la rasante y un metro por debajo. El motivo de esta disposición es aumentar la sensación de esbeltez desde un punto de vista exterior al puente, y servir de separación física entre el tráfico vehicular y peatonal.

5.2.3 Vigas transversales

Las vigas transversales sirven para transmitir las cargas de tráfico a las vigas longitudinales (en nuestro caso, las vigas cajón) y de éstas a los estribos del puente [2]. Además vigas transversales que conectan las vigas cajón hacen que no exista una flexión diferencial entre ambas [27].

Se han dispuesto vigas transversales, bajo las péndolas (para garantizar su sujeción), y bajo el punto medio entre péndolas consecutivas (para mejorar el arriostramiento entre vigas longitudinales). La separación entre riostras consecutivas oscila entre 4.09 y 5.59 m, dependiendo de su ubicación.

Las vigas transversales consisten en secciones T invertidas con las dimensiones mostradas en el anexo 1 (hojas 4 y 5), cuyo canto varía siendo máximo en el centro de la anchura del tablero (1.5 m) y mínimo en los extremos de los voladizos (1 m).

5.2.4 Rigidizadores longitudinales

Se disponen rigidizadores longitudinales a lo largo de toda la losa ortótropa, y de las paredes de las vigas cajón. Estos rigidizadores sirven para dar la rigidez a flexión necesaria y así evitar deformaciones de pandeo.

Los rigidizadores longitudinales de la losa ortótropa se han dimensionado de acuerdo al Eurocódigo 3, parte 2, relativo a puentes metálicos [28].

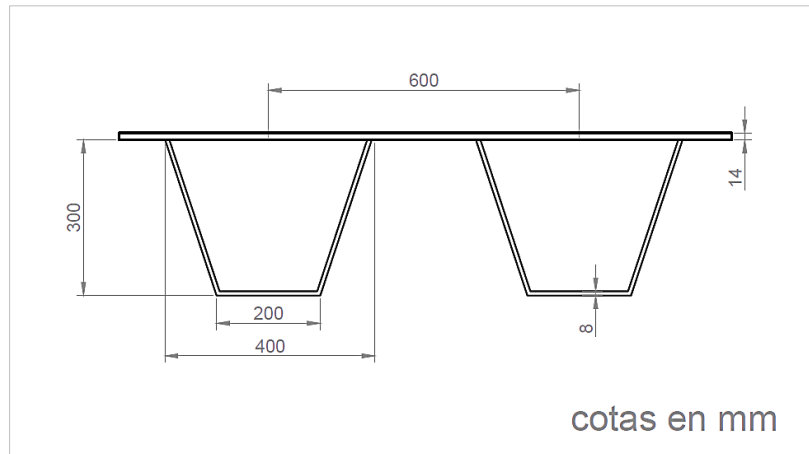


Figura 5- 3. Rigidizadores longitudinales de la losa ortótropa.

Por otro lado, los rigidizadores longitudinales de las vigas cajón consisten en medio perfil laminado en caliente IPE-400, dispuestos de la siguiente forma:

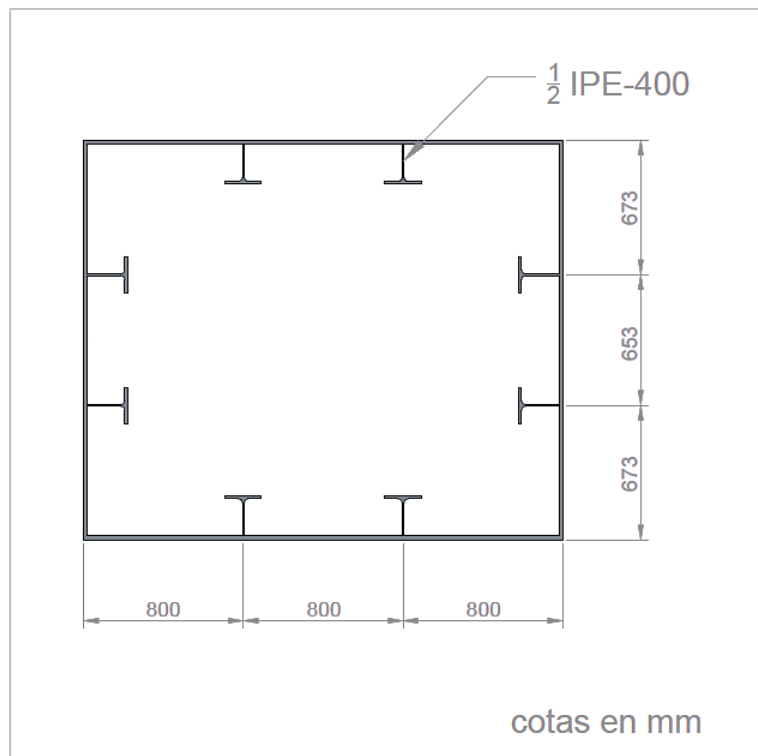


Figura 5- 4. Rigidizadores longitudinales en las vigas cajón.

5.2.5 Diafragmas de las vigas cajón

Los diafragmas ayudan a controlar la deformación transversal de las vigas cajón tanto en la fase de construcción como en la de explotación. Además, en esta última fase, contribuyen al reparto transversal de las cargas [27].

En nuestro caso particular, dentro de las vigas cajón, se han colocado diafragmas en forma de “marcos”. Estos marcos están compuestos por medios perfiles laminados IPE-500, los cuales están conectados perpendicularmente a las almas y el ala superior de las vigas cajón. Además, para dar continuidad a las vigas transversales de que existen entre las dos vigas cajón, y bajo los voladizos, se ha dispuesto una chapa de 20 mm de espesor, que cubre la mitad inferior de la viga cajón (medidas: 1 x 2.40 m). (Véase el anexo 1 – hoja 13).

Longitudinalmente, estos diafragmas se encuentran bajo las péndolas y en los puntos intermedios entre péndolas consecutivas, respetando así la distancia máxima entre diafragmas (4 veces el canto = 8 m) [27].

5.3 PÉNDOLAS CENTRALES

Para el diseño de las péndolas centrales, entendiéndose estas como las péndolas situadas en la parte móvil del tablero, se deberá tener en cuenta que éstas atraviesan el arco cuando la parte móvil del tablero se eleva. Por ello, deberán ser rígidas a fin de evitar su deformación excesiva en la operación de apertura del tablero.

Se han valorado dos posibles alternativas para el diseño de estas péndolas:

- a) Barras perforadas de acero S-355
- b) Barras macizas de acero S-355

De estas dos opciones, se eligió la primera opción para asegurar la rigidez de las barras aumentando su la inercia de su sección transversal.

5.3.1 Predimensionamiento

Para el predimensionamiento, se ha determinado el esfuerzo axil más desfavorable que actúa en las péndolas centrales, en este caso, las más cercanas al centro de luz.

Evaluando el esfuerzo axil provocado por el peso propio, la carga permanente y las cargas verticales de tráfico situadas en posición excéntrica con respecto al eje de la calzada (ver apartado 4) obtenemos los siguientes valores:

PÉNDOLAS CENTRALES		
Peso Propio (g1)	261,2	kN
Carga Permanente (g2)	178,6	kN
Sobrecarga repartida (q)	223,3	kN
Vehículos pesados (Q)	168,9	kN

Tabla 5- 3. Esfuerzos axiles que actúan sobre las péndolas centrales (cargas permanentes + cargas verticales de tráfico).

Según la Instrucción de Acero Estructural (EAE) [29], para mayorar las acciones se utiliza un coeficiente $\gamma_G = 1.35$ para cargas permanentes y, $\gamma_Q = 1.50$ para cargas variables. Se obtiene así el axil de diseño, N_d .

$$N_d = 1.35 * (g1 + g2) + 1.50 * (q + Q) = 1182.03 \text{ kN}$$

Para este axil de diseño, y un acero estructural con límite elástico $f_y = 355 \text{ MPa}$, se necesitará como mínimo una sección de 3829.11 mm^2 . Estando este valor justificado con la siguiente ecuación.

$$A_{min} = \frac{N_d}{f_y/\gamma_s} = \frac{1182.03 * 10^3 N}{355/1.15} = 3829.11 \text{ mm}^2$$

Para respetar esta sección mínima se utilizará una **barra perforada de acero inoxidable S-355, de 85 mm de diámetro exterior, 47 mm de diámetro interior, y un espesor de 19 mm (A = 3939.56 mm²)**.

5.3.2 Comprobación de Estado Límite Último de fatiga

Para la comprobación de Estado Límite Último de fatiga se consideran dos hipótesis:

- 1- Actúan las cargas correspondientes al Estado Límite de Servicio (combinación frecuente).
- 2- Actúa el tren de cargas descrito en el apartado 4.1.5 de la IAP-11 para la comprobación de ELU de fatiga [1].

COMBINACIÓN FRECUENTE:

$$N_{frec} = 1.00 * (g1 + g2) + 1.00 * (0.4 * q + 0.75 * Q) = 655.80 \text{ kN}$$

$$\Delta N_{frec} = 1.00 * (0.4 * q + 0.75 * Q) = 216.00 \text{ kN}$$

TREN DE CARGAS PARA LA COMPROBACIÓN ELU DE FATIGA:

Para evaluar el axil provocado por el tren de cargas descrito en la IAP-11 (ap. 4.1.5) en las péndolas centrales [1], se ha introducido en el modelo estructural de SAP2000® las cargas equivalentes a un carro de 4 ejes que tiene una carga de 120 kN cada uno. El axil ocasionado por este caso de cargas, en posición excéntrica con respecto al eje de la calzada, tiene un valor de $Q_{fat} = 78.0 \text{ kN}$ en las péndolas más desfavorables.

$$N_{fat} = 1.00 * (g1 + g2) + 1.00 * Q_{fat} = 517.83 \text{ kN}$$

$$\Delta N_{fat} = 1.00 * Q_{fat} = 78.00 \text{ kN}$$

Nótese que la combinación de cargas frecuentes en Estado Límite de Servicio es mucho más desfavorable puesto que produce mayores axiles, y por ello el estado de límite último de fatiga se comprobará con esta combinación.

Según el apartado 42.3.2 de la EAE relativo a la comprobación de fatiga - método simplificado para puentes [29], se debe comprobar la siguiente relación:

$$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

Siendo:

γ_{Ff} : Coeficiente parcial de mayoración de cargas de fatiga (1.00)

γ_{Mf} : Coeficiente parcial de minoración de la resistencia a fatiga (1.35 para consecuencias del daño graves, e integridad asegurada).

$\Delta\sigma_{E,2}$: Carrera de tensiones para la hipótesis más desfavorable

$$\Delta\sigma_{E,2} = \frac{N_{frec}}{A} = \frac{216.00 * 10^3 \text{ N}}{3939.56 \text{ mm}^2} = 54.83 \text{ MPa}$$

$\Delta\sigma_c$: categoría de detalle definida en el apartado 42.6 de la EAE [29] ($\Delta\sigma_c = 100 \text{ MPa}$).

Por lo tanto, se cumple la relación anteriormente descrita y la sección transversal de las péndolas centrales anteriormente estimada ($\varnothing_{ext} = 85 \text{ mm}$; $\varnothing_{int} = 47 \text{ mm}$), resulta resistente para el ELU de fatiga.

$$1.00 * 54.83 \text{ MPa} \leq \frac{100}{1.35} = 74.07 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

5.3.3 Superficie crítica de punzonamiento

A fin de evitar efectos de punzonamiento en el arco debido a la carga transmitida por las péndolas, se ha macizado el área crítica de punzonamiento según la EHE-08 [30].

El área crítica de punzonamiento se define mediante la siguiente figura.

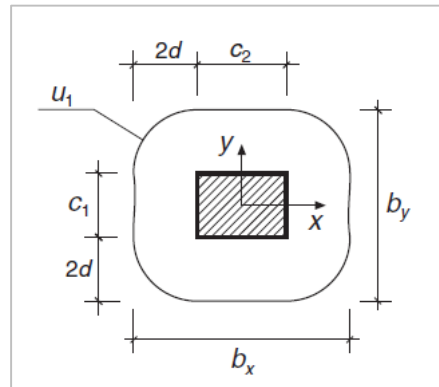


Figura 5- 5. Área crítica de punzonamiento.[30]

Por tanto, en el caso de las péndolas centrales el área de punzonamiento será aproximadamente 2 metros. Siendo c1 y c2 las dimensiones de la placa de anclaje y d, el canto útil de la cara superior del arco (véase el anexo 1 – hoja 8).

5.3.4 Placas de anclaje

Se han dispuesto unas placas de anclaje para las péndolas verticales **cuadradas de 20x20 cm** (véase el anexo 1 – hoja 21). Posteriormente, se ha verificado que estas placas de anclaje resultan válidas para resistir el axil transmitido por las péndolas mediante el artículo 61º de la instrucción EHE-08 [30].

En dicho artículo se establece la fuerza máxima de compresión (en ELU) que puede actuar sobre la placa.

$$N_d \leq A_{c1} * f_{3cd}$$

$$f_{3cd} = \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} * f_{cd} \leq 3.3 * f_{cd} \quad \checkmark$$

Siendo el axil de diseño $N_d = 1182.03 \text{ kN}$, el área maciza de hormigón $A_c = 4 \text{ m}^2$, el área de la placa de anclaje $A_{c1} = 0.04 \text{ m}^2$ y la resistencia de cálculo del hormigón $f_{cd} = \frac{40 \text{ MPa}}{1.35}$; se puede concluir que se cumple la anterior relación, siendo el producto $A_{c1} * f_{3cd} = 3911.1 \text{ kN}$.

Además, bajo estas placas de anclaje debe disponerse una armadura transversal para soportar las tracciones de la transmisión de axil. En el apartado 61.3 de la EHE-08, se establecen unas fórmulas para el dimensionamiento de esta armadura [30].

$$T_{ad} = T_{bd} = 0.25 * N_d * \left(\frac{a - a_1}{a} \right) = A_s * f_{yd}$$

$$f_{yd} \leq 400 \text{ MPa}$$

La armadura mínima que se obtiene de esta fórmula es de $A_{s,min} = 664.89 \text{ mm}^2$.

Se dispone una armadura transversal de **6 cercos de Ø 12 mm cada 30 cm**. Estos cercos serán paralelos a la placa de anclaje y van desde una distancia de 20 cm ($0.1 * a = 20 \text{ cm}$) de la cara superior del arco, a una distancia de 2 m ($a = 2 \text{ m}$).

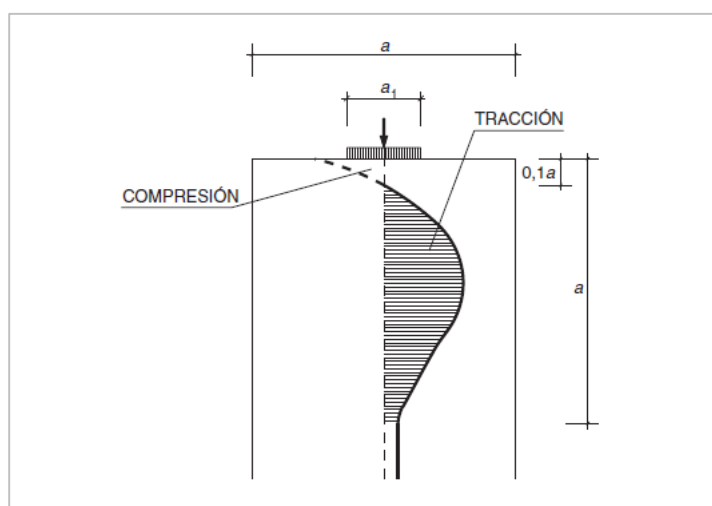


Figura 5- 6. Distribución de esfuerzos transversales paralelos a la placa de anclaje.[30]

5.4 PÉNDOLAS LATERALES

Para dimensionar las péndolas laterales, entendiéndose éstas como las péndolas ambos lados de la parte móvil del tablero, con una disposición triangulada simple tipo Nielsen. Esta disposición fue propuesta por el ingeniero sueco Octavious F. Nielsen con el objetivo de hacer que el arco, junto con las péndolas y el tablero, funcionasen como una celosía de gran canto, reduciendo así los espesores tanto del arco como del tablero. No obstante, el principal inconveniente de esta disposición es que aparecen esfuerzos alternativos de tracción y compresión, por lo que, o bien se pretensan, o bien no se consideran las péndolas cuando están sometidas a compresión. En nuestro caso, se ha optado por la segunda opción ya que resultaría más económico siempre que este tipo de péndolas resulte resistente.[2]

5.4.1 Predimensionamiento

El predimensionamiento de las péndolas laterales se realizará de manera similar al apartado anterior. Para evaluar qué péndola está sometida a mayores esfuerzos axiles cuando actúan las cargas permanentes y las sobrecargas verticales de tráfico (posición excéntrica), se ha introducido una combinación de estas cargas (con sus correspondientes coeficientes de mayoración) en el modelo estructural de SAP2000®. En

este caso, la péndola más desfavorable es la más corta y más cercana al extremo del arco, la cual tiene una inclinación de 56°.

PÉNDOLA LATERAL EXTREMA		
Peso Propio (g1)	137,4	kN
Carga Permanente (g2)	103,2	kN
Sobrecarga repartida (q)	142,5	kN
Vehículos pesados (Q)	87,65	kN

Tabla 5- 4. Esfuerzos axiles sobre la péndola lateral extrema (cargas permanentes + cargas verticales de tráfico).

$$N_d = 1.35 * (g1 + g2) + 1.50 * (q + Q) = 670.02 \text{ kN}$$

Para este axil de diseño, y un acero estructural con límite elástico $f_y = 460 \text{ MPa}$, se necesitará como mínimo una sección de 1675.05 mm^2 .

$$A_{min} = \frac{N_d}{f_y/\gamma_s} = \frac{670.02 * 10^3 \text{ N}}{460/1.15} = 1675.05 \text{ mm}^2$$

Para respetar esta sección mínima se utilizará una **barra Macalloy S-460 [31] o similar, de acero inoxidable y con 52 mm de diámetro nominal ($A = 2123.72 \text{ mm}^2$).**

5.4.2 Comprobación de Estado Límite Último de fatiga

Para realizar esta comprobación, se procederá de la misma forma que en el apartado 5.3.2 de este documento, relativo a péndolas centrales. No obstante, para esta comprobación resulta más desfavorable la tercera péndola más cercana al extremo del arco. Esto es debido a que esta péndola sufre una mayor carrera de tensiones, ya que la carga uniformemente distribuida de tráfico producirá un momento máximo en esta posición. Esto ha sido verificado mediante el modelo estructural en SAP2000®.

Los esfuerzos axiles en esta nueva posición serán ahora los siguientes:

3ª PÉNDOLA LATERAL		
Peso Propio (g1)	118,06	kN
Carga Permanente (g2)	92,28	kN
Sobrecarga repartida (q)	119,11	kN
Vehículos pesados (Q)	121,43	kN

Tabla 5- 5. Esfuerzos axiles sobre la 3ª péndola desde el extremo (cargas permanentes + cargas verticales de tráfico).

COMBINACIÓN FRECUENTE:

$$N_{frec} = 1.00 * (g1 + g2) + 1.00 * (0.4 * q + 0.75 * Q) = 349.1 \text{ kN}$$

$$\Delta N_{frec} = 1.00 * (0.4 * q + 0.75 * Q) = 138.72 \text{ kN}$$

TREN DE CARGAS PARA LA COMPROBACIÓN ELU DE FATIGA:

El axil ocasionado por el tren de cargas descrito en el apartado 4.1.5 de la IAP-11 [1], en posición excéntrica con respecto al eje de la calzada, tiene un valor de $Q_{fat} = 57.7 \text{ kN}$ en la péndola más desfavorable (3ª péndola desde el extremo).

$$N_{fat} = 1.00 * (g1 + g2) + 1.00 * Q_{fat} = 268.1 \text{ kN}$$

$$\Delta N_{fat} = 1.00 * Q_{fat} = 57.7 \text{ kN}$$

En este caso, la combinación frecuente de cargas en Estado Límite de Servicio vuelve a ser la más desfavorable.

Se comprueba nuevamente la relación del apartado 42.3.2 de la EAE relativo a la comprobación de fatiga - método simplificado para puentes [29].

$$\gamma_{Ff} * \Delta \sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta \sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

A diferencia del caso anterior relativo a péndolas centrales (ap. 4.5.2), se tiene una carrera de tensiones y una categoría de detalle como sigue:

$$\Delta \sigma_{E,2} = \frac{N_{frec}}{A} = \frac{138.72 * 10^3 \text{ N}}{2123.72 \text{ mm}^2} = 65.32 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_c = 100 \text{ MPa}$$

Por lo tanto, se cumple la relación anteriormente descrita y la sección transversal de las péndolas laterales ($\emptyset_n = 52 \text{ mm}$), resulta resistente para el ELU de fatiga.

$$1.00 * 65.32 \text{ MPa} \leq \frac{100}{1.35} = 74.07 \text{ MPa} \quad \checkmark$$

5.4.3 Superficie crítica de punzonamiento

Al igual que en apartado 5.3.3, se ha macizado el área crítica de punzonamiento según la EHE-08 [30].

Ya que las péndolas están inclinadas, el área crítica de punzonamiento, en este caso, se estima en torno a un metro a cada lado de la péndola, medida desde el punto de intersección de la péndola con la cara inferior del arco. Las medidas reales de área macizada del arco en torno a las péndolas inclinadas puede verse en el anexo 1 (hoja 7).

5.4.4 Placas de anclaje

Se han dispuesto unas placas de anclaje dobles a fin de anclar dos péndolas laterales consecutivas, de forma **rectangular de 40x20 cm** (véase el anexo 1 - hoja 20). La verificación de estas placas se ha hecho mediante el artículo 61º de la instrucción EHE-08 [30]. Además, se debe considerar que esta placa de anclaje recibe el axil procedente de ambas péndolas.

En dicho artículo se establece la fuerza máxima de compresión (en ELU) que puede actuar sobre la placa.

$$N_d \leq A_{c1} * f_{3cd} \quad \checkmark$$

$$f_{3cd} = \sqrt{\frac{A_c}{A_{c1}}} * f_{cd} \leq 3.3 * f_{cd}$$

Siendo el axil de diseño $N_d = 1289.5$ kN, el área maciza de hormigón $A_c = 11.587$ m² (situada sobre la péndola más desfavorable), el área de la placa de anclaje $A_{c1} = 0.08$ m² y la resistencia de cálculo del hormigón $f_{cd} = \frac{40 \text{ MPa}}{1.35}$; se puede concluir que se cumple la anterior relación, siendo el producto $A_{c1} * f_{3cd} = 3911.1$ kN.

Al igual que en el apartado de las péndolas centrales, se dimensiona una armadura transversal para soportar las tracciones de la transmisión de axil [30].

$$T_{ad} = T_{bd} = 0.25 * N_d * \left(\frac{a - a_1}{a} \right) = A_s * f_{yd}$$

$$f_{yd} \leq 400 \text{ MPa}$$

La armadura mínima que se obtiene de esta fórmula es de 772.5 mm².

Se dispone una armadura transversal de **7 cercos de Ø 12 mm cada 25 cm**. Estos cercos serán paralelos a la placa de anclaje y van desde una distancia de 20 cm de la cara superior del arco, a una distancia de 1.95 m.

5.5 CONEXIÓN CON LAS PÉNDOLAS

5.5.1 Conexión tablero - péndola

A ambos extremos de cada péndola se le ha colocado una “mazarota” consistente en un tronco de cono que permite la unión mediante un pasador a una chapa agujereada dispuesta sobre las vigas cajón. Esta chapa, que sirve de nexo entre péndola y tablero, está rígidamente anclada a la viga cajón, sobre la que se sitúa, ya que tiene continuidad bajo la superficie exterior del ala superior de la viga (se prolonga hasta el ala inferior). Además, está soldada a dos chapas auxiliares y perpendiculares al eje de la viga longitudinal. Estas chapas auxiliares garantizan que la péndola tenga una longitud de anclaje suficiente para su resistencia (*Véase el anexo 1 – hojas 14 a 19*).

5.5.2 Conexión arco – péndola

Este tipo de conexión es más sencillo que la anteriormente descrita, ya que, en este caso, la péndola debe atravesar una región maciza del arco de hormigón. Esta área maciza tiene las dimensiones adecuadas para resistir el efecto de punzonamiento (ver apartados 5.3.3 y 5.4.3).

Las péndolas se anclan en la cara superior de los arcos mediante placas de anclaje, las cuales han sido verificadas anteriormente en los apartados 5.3.4 y 5.4.4, según el artículo 61º de la instrucción EHE-08 [30] por el que se establece la fuerza máxima de compresión (en ELU) que puede actuar sobre la placa (*véase el anexo 1 – hojas 20 y 21*).

5.6 ARRIOSTRAMIENTOS TRANSVERSALES

Para controlar el pandeo transversal del arco se suelen disponer unos arriostramientos transversales entre ambos arcos y/o en el punto donde el arco se une con el tablero. Estos arriostramientos hacen que ambos

arcos se muevan solidariamente entre sí, funcionando como una viga en celosía frente a solicitaciones transversales como la del viento. [27]

En nuestro caso se ha optado por unos arriostramientos transversales de hormigón similares a una *viga Vierendeel*, cuyas riostras o montantes tienen una sección cuadrada de 30x30 cm; excepto en las riostras que hay sobre las guías, las cuales tienen una sección de 70x70 cm porque en la posición abierta del puente esos puntos sobre el arco deben resistir mayores esfuerzos.

Las riostras están localizadas en los puntos de unión entre los arcos y las péndolas, con distancias entre riostras consecutivas de entre 4.29 y 9 m (*véase el anexo 1 – hoja 2*).

En los puntos donde el arco se conecta con el tablero, no se han colocado riostras de hormigón ya que su conexión con el tablero metálico podría ser dificultosa. En su lugar, se han dispuesto tres vigas transversales metálicas en forma de T invertida, iguales a las descritas en el apartado 5.2.3. Este refuerzo en las vigas transversales tiene la finalidad de servir como arriostramiento tanto entre vigas cajón como entre arcos, y busca el aumento de rigidez en estos puntos. Una mayor rigidez en los riñones del puente en arco mejo

ra notablemente su respuesta ante las solicitaciones de éste (*véase el anexo 1 – hoja 6*).

5.7 PILAS

El puente está compuesto por 8 pilas (4 a cada lado del arco), las cuales sostienen el tablero en las zonas donde el tablero se sitúa por encima del arco.

Para su dimensionamiento, primero se ha introducido en el modelo estructural de SAP2000® una sección aproximada de 40 x 40 cm. Tras esta primera aproximación, se han obtenido los esfuerzos procedentes de la envolvente de Estados Límite Últimos y se ha procedido a verificar la capacidad resistente de las pilas más representativas (la más próxima al estribo y la menos próxima). Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla.

ENVOLVENTE DE ELU's				
Pila 1		Pila 2		
	Sec. Superior	Sec. Inferior	Sec. Superior	Sec. Inferior
N	54,4 -107,2	-14,5 -200,3	-356,6 -911,3	-398,8 -968,2
Vy	21,5 -1,0	5,3 -18,7	18,1 2,4	11,3 -6,4
Mz	73,6 -1,7	50,0 -47,1	59,6 12,2	-9,6 -59,2
Vz	7,3 -23,0	17,2 -10,6	2,7 -19,1	5,5 -14,9
My	83,8 -121,7	60,6 -41,6	30,0 -111,3	54,7 1,9
σ max	19,0	11,6	21,7	16,7

Sección: Pilas		
b	0,4	m
h	0,4	m
A	0,16	m ²
I _x	0,002133	m ⁴
I _y	0,002133	m ⁴
x max	0,2	m
y max	0,2	m

HA-40	fcd = 26,7	MPa
HA-45	fcd = 30	MPa

Tabla 5- 6. Esfuerzos, tensiones máximas y características mecánicas de las secciones de pilas.

Según estos resultados, se puede concluir que la **sección de 40 x 40 cm** resulta resistente y que para la construcción de las mismas se puede usar un **hormigón HA-40** (compatible con el hormigón HA-60 del arco (véase anexo 3)).

En cuanto al armado de las pilas, se ha procedido de igual forma que con el armado del arco. Según el prontuario informático del hormigón 3.1 de IECA®, la armadura longitudinal necesaria sería de 3 Ø20mm en cada una de las caras, con un recubrimiento de 7 cm, y cercos de cortante de Ø8mm cada 20 cm.

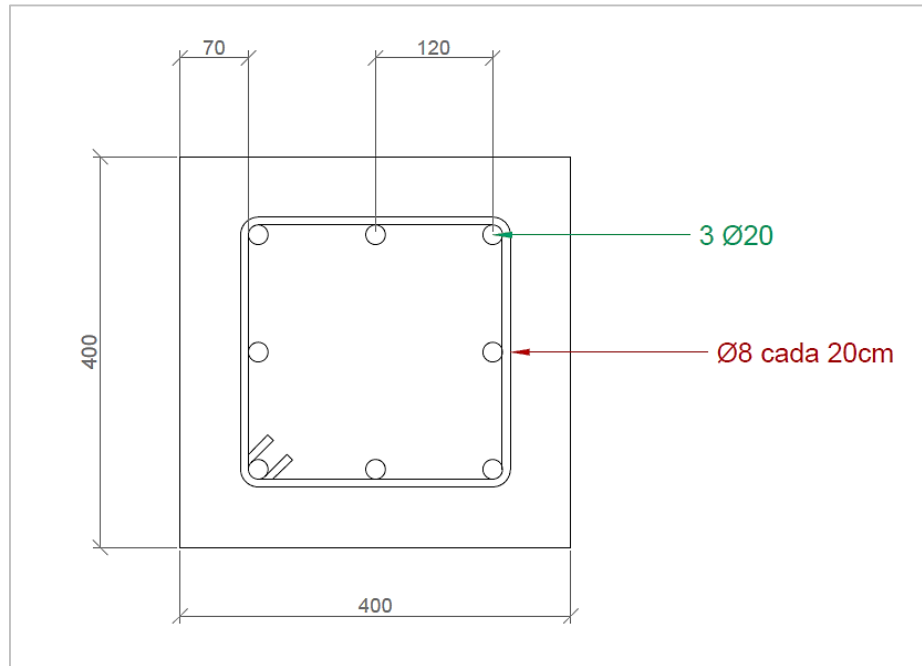


Figura 5- 7. Armadura de las pilas.

5.8 CIMENTACIÓN

La cimentación (o estribo) viene definida con la forma y dimensiones mostradas en el anexo 4. Para su diseño y comprobación, se han introducido en el cálculo las reacciones en uno de los estribos (F_x , F_y , M_y), el cual se considera empotrado en el terreno. Estas reacciones surgen como consecuencia de aplicar a nuestro modelo de cálculo la siguiente combinación de cargas.

$$1.1 * (PP + CP) + 1.35 * (SC_{r1'} + SC_{p1'})$$

Los valores 1.1 y 1.35 son coeficientes parciales de mayoración para la comprobación de ELU de equilibrio (EQU) en situación persistente o transitoria. Estos coeficientes vienen contemplados en la tabla 6.2-a de la IAP-11 [1].

Para el dimensionamiento de la cimentación, se han analizado los estados de carga mostrados en las figuras 5-7 y 5-8, con la finalidad de hacer que éstos estén en equilibrio. Las cargas que componen los estados analizados son:

- Cargas verticales (peso propio, cargas muertas y sobrecargas de uso)
- Fuerza de rozamiento

- Empuje pasivo de la cimentación

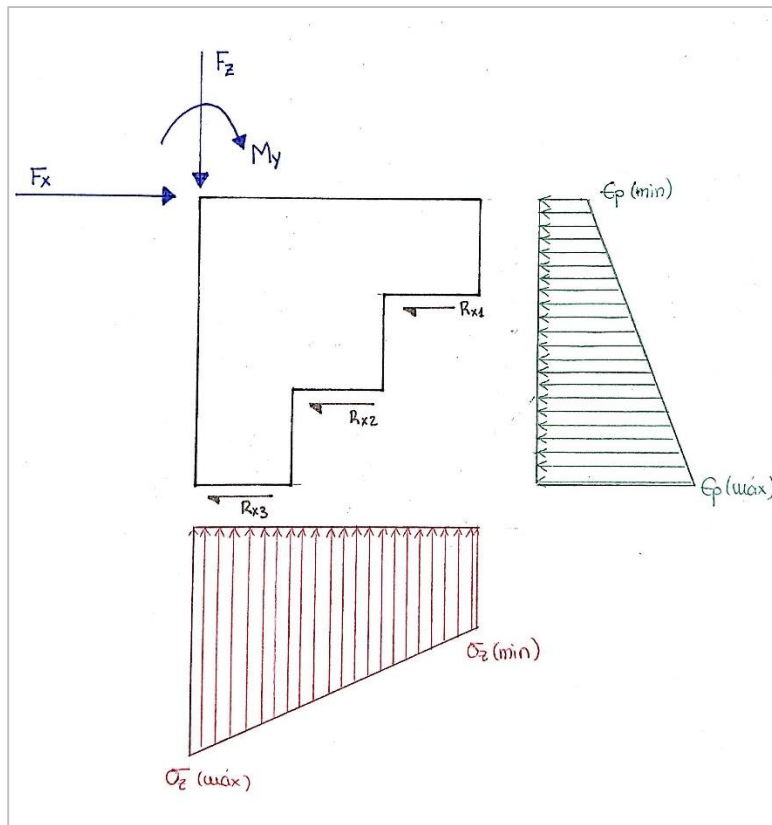


Figura 5- 8. Estado de cargas distribuidas.

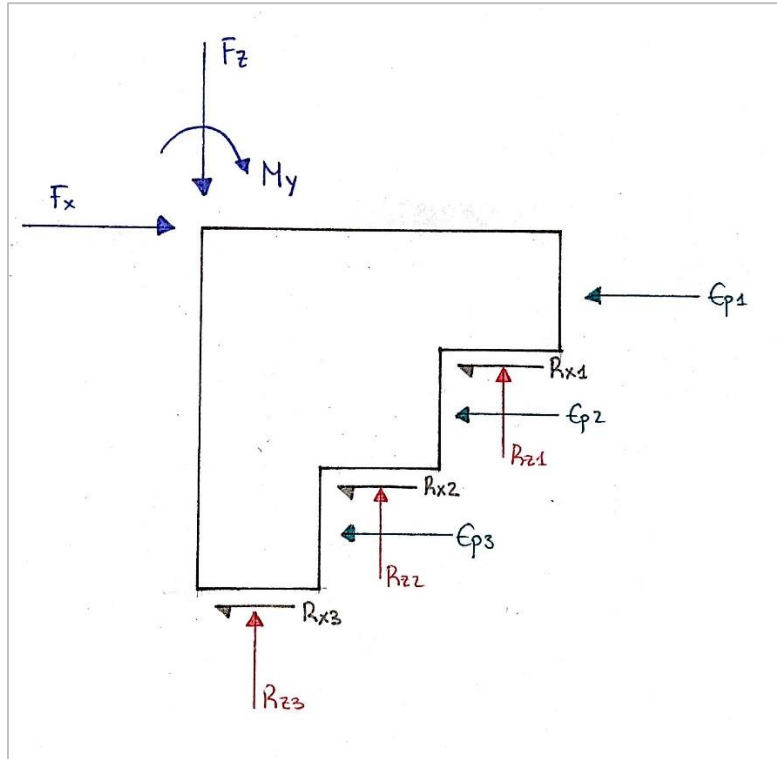


Figura 5- 9. Estado de cargas puntuales equivalentes.

Según la “Guía de cimentaciones para obras de paso de carreteras” de la Dirección General de Carreteras [32], el coeficiente de seguridad frente a deslizamiento debe ser mayor o igual a 1.5. Para la comprobación de que esta condición se cumple se ha calculado el cociente de las fuerzas horizontales estabilizadoras frente a las desestabilizadoras.

$$\frac{F_{estabilizadoras}}{F_{desestabilizadoras}} \geq 1.5$$

Para calcular el valor del empuje pasivo del terreno y comprobar que la tensión máxima que la cimentación transmite al terreno no es superior a la tensión admisible del suelo, se han utilizado los datos de un informe geotécnico en un punto cercano al emplazamiento hipotético de nuestro puente, siendo este terreno, principalmente, de tipo arcilloso [33].

Además, los datos geotécnicos obtenidos indican que la tensión admisible del terreno es de 1500 kN/m² [33]. Para garantizar que el suelo resiste la compresión transmitida por el estribo, la tensión máxima en la cimentación debe ser menor que la tensión admisible.

Los cálculos relativos al dimensionamiento del estribo pueden verse en el anexo 4. Dichos cálculos verifican que para un estribo escalonado de dimensiones totales **6 x 8 x 8 m** (véase el anexo 1 – hoja 10), se cumple tanto la condición del coeficiente de seguridad al deslizamiento, como la de la tensión admisible del terreno.

Además, esta cimentación llevará un hormigón HA-40 y una armadura de acero B-500-S para asegurar la buena conexión con el hormigón del arco. Sus dimensiones y geometría pueden verse en el anexo 1.

Nótese que se ha omitido la comprobación de seguridad frente al vuelco ya que, debido a la disposición del arco y la cimentación, resulta muy poco probable que vuelque. A diferencia de este caso, los estribos de tipo muro reciben una carga perpendicular a su superficie de trasdós, que activa el mecanismo de vuelco.

5.9 GUÍAS

La parte móvil del tablero necesita ser guiada durante la operación de movimiento. Para ello, se han instalado unas guías metálicas que restringen los movimientos en el eje longitudinal X y en el eje transversal Y, es decir, sólo permiten que la parte móvil del tablero se mueva verticalmente (eje Z).

Dichas guías consisten en cuatro perfiles HEM-220 de acero S-355-J2, colocados en los extremos de la parte fija del tablero y conectados mediante un dispositivo con ruedas a la parte móvil del tablero. (Véase el anexo 1 – hoja 22).

Cuando el tablero permanece cerrado, la parte móvil del tablero se apoya simplemente en la parte fija gracias a unos apoyos de neopreno zunchado. Estos neoprenos son los nexos de unión entre las vigas de borde en los extremos del tablero fijo y del tablero móvil. En otras palabras, cuando el tablero está cerrado, la viga de borde del tablero móvil se apoya sobre la viga de borde del tablero fijo.

Para garantizar la rigidez de estas vigas de borde, se han dispuesto unos rigidizadores transversales cada 60 cm en el exterior de las vigas cajón y cada 50 cm en el interior de las mismas. Estos rigidizadores consisten en chapas de 14 mm de espesor que cubren completamente el hueco interior de las vigas. Cabe añadir que se debe tener especial atención en las conexiones de estas vigas de borde con el resto de los elementos del puente, principalmente con las péndolas, el tablero y las guías. (Véase el anexo 1 – hojas 23 y 24).

5.10 MECANISMO DE ELEVACIÓN

Para el diseño de la maquinaria, se ha elegido un mecanismo similar al de los puentes de elevación vertical (o puentes ascensor), ya que el movimiento a realizar es el mismo: movimiento vertical uniforme. No obstante, la diferencia entre el puente objeto de estudio y los puentes ascensor radica en los apoyos. Mientras que en los puentes ascensor, el tablero móvil apoya sus cuatro esquinas en el terreno mediante cuatro pilas en los extremos o dos pórticos; en el caso del puente analizado en el presente documento, no apoya su tablero móvil directamente en el terreno sino que transmite sus cargas a través del arco a los estribos.

La asimilación del mecanismo elevador de un puente ascensor a este caso particular probablemente resulte adecuada, ya que la longitud de vano de los puentes de elevación construidos hasta ahora tiene un valor medio de 50 metros, aproximadamente [5].

Se ha de añadir que la mayoría de los puentes de elevación vertical llevan incorporados un sistema de contrapesos utilizados con el fin de minimizar la energía necesaria para levantar el tablero. Además, este sistema hace que la capacidad de frenado necesaria sea menor. Sin embargo, para puentes ascensor pequeños ($L < 20$ m), no resulta necesaria este sistema de contrapesos. [34]

En EEUU, los puentes ascensor construidos tienen contrapesos cuyo peso va desde el 0% al 5% del peso del tablero móvil, mientras que en Europa, estos valores oscilan entre el 2% y el 8%. [34]

5.10.1 Tipo de mecanismo de elevación elegido

En función de la localización de la maquinaria responsable de la elevación del puente, se han registrado cuatro tipos de puentes ascensor:

- *“Span drive”*: maquinaria está situada en el tablero (figura 5-10 (a)).
- *“Connected tower drive”*: maquinaria que conecta la parte alta de las pilas (o pórticos) en los extremos, y se sitúa sobre el centro del tablero. Este tipo de disposición es adecuado únicamente en puentes pequeños (figura 5-10 (b)).
- *“Tower drive”*: maquinaria situada en la parte alta de las torres, por separado (figura 5-11 (a)).
- *“Tower base drive”*: maquinaria situada en la base de las torres (figura 5-11 (b)).

El caso de la maquinaria del puente objeto de estudio puede asimilarse a la del puente cuya maquinaria si sitúa separadamente sobre las torres (*“tower drive”*), ya que el resto de casos no serían tan adecuados. Por ejemplo, el sistema *“span drive”* requeriría un canto de tablero mucho mayor y es solo apto para puentes con tablero en celosía. El sistema *“connected tower drive”* solo es adecuado para puentes pequeños. Y por último el sistema *“tower base drive”* tiene la maquinaria situada en la base de las torres.

[34]

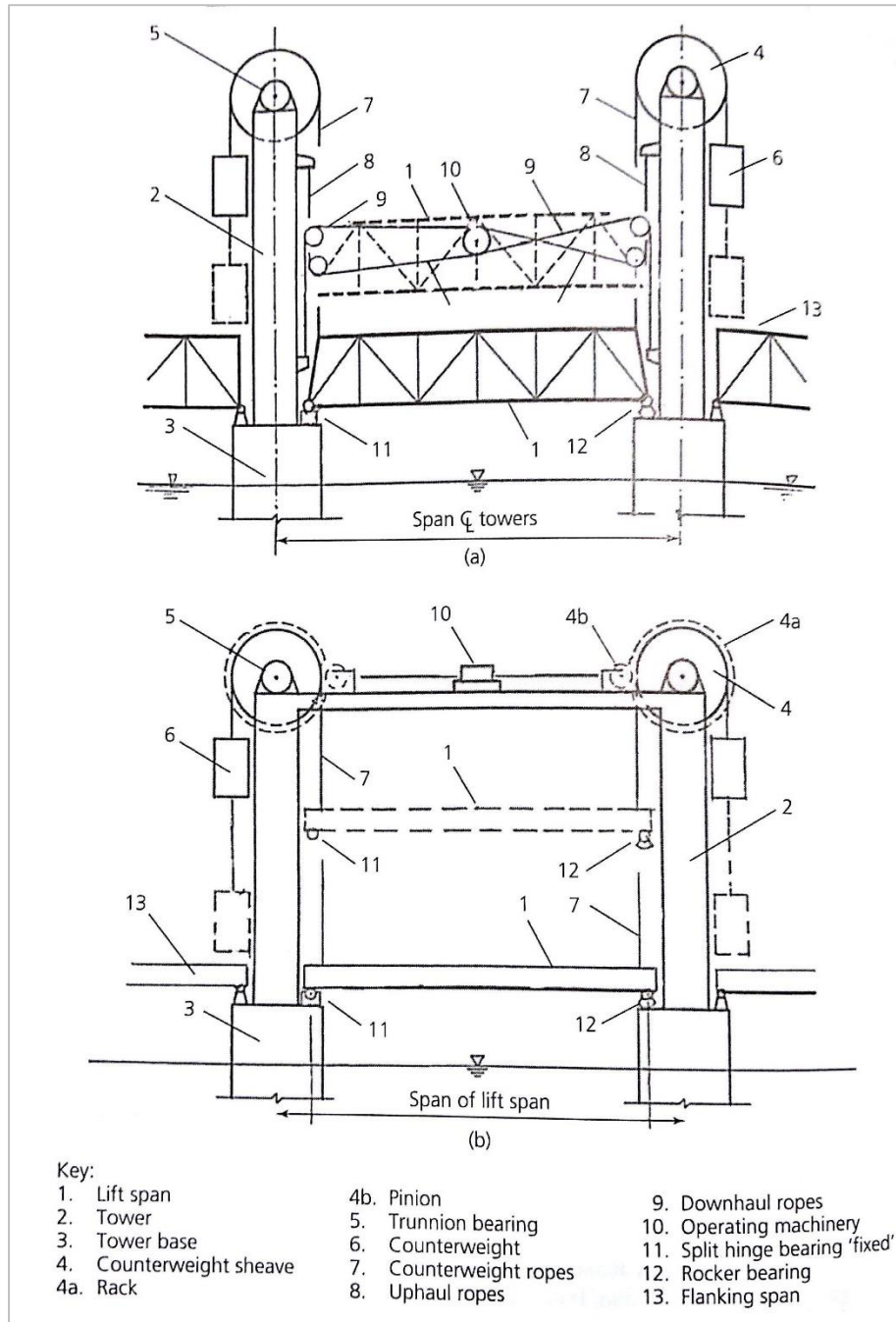


Figura 5- 10. (a) "Span drive". (b) "Connected tower drive". [34]

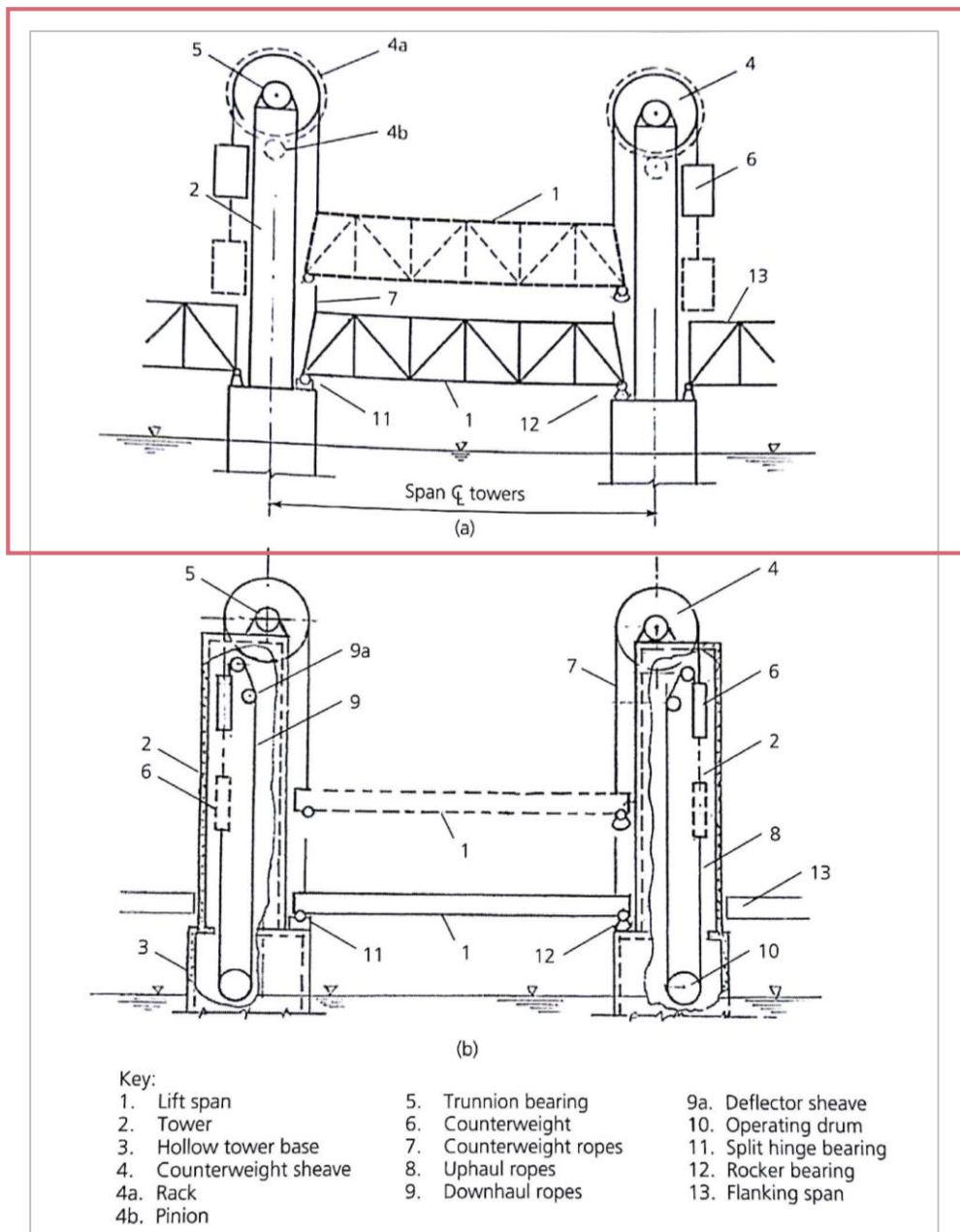


Figura 5- 11. (a) "Tower drive". (b) "Tower base drive". [34]

La maquinaria, en nuestro caso, se situaría sobre el arco y a ambos extremos del tramo móvil. Dicha maquinaria está compuesta por:

- Poleas
- Contrapesos
- Cables
- Piñones
- Engranajes
- Reductor de velocidad
- Motor

- Freno

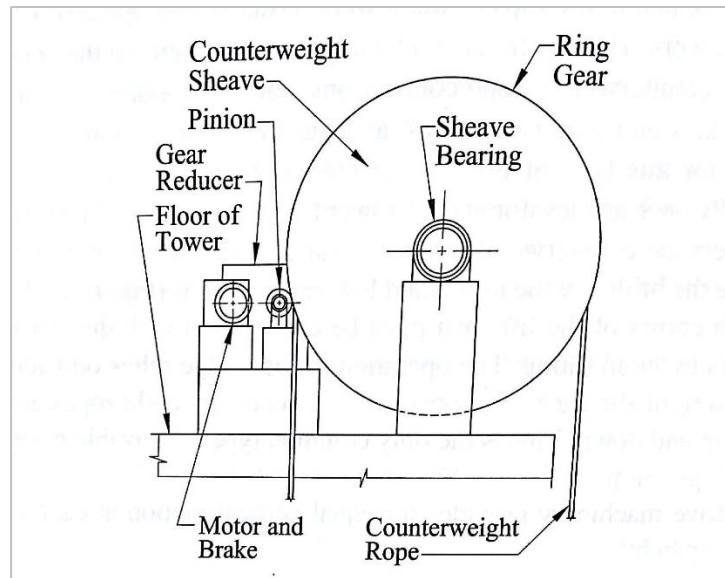


Figura 5- 12. Maquinaria sobre el arco. [5]

A continuación se puede ver la localización de la maquinaria sobre el puente (en color rojo), que también puede verse en el anexo 1 (hoja 25).

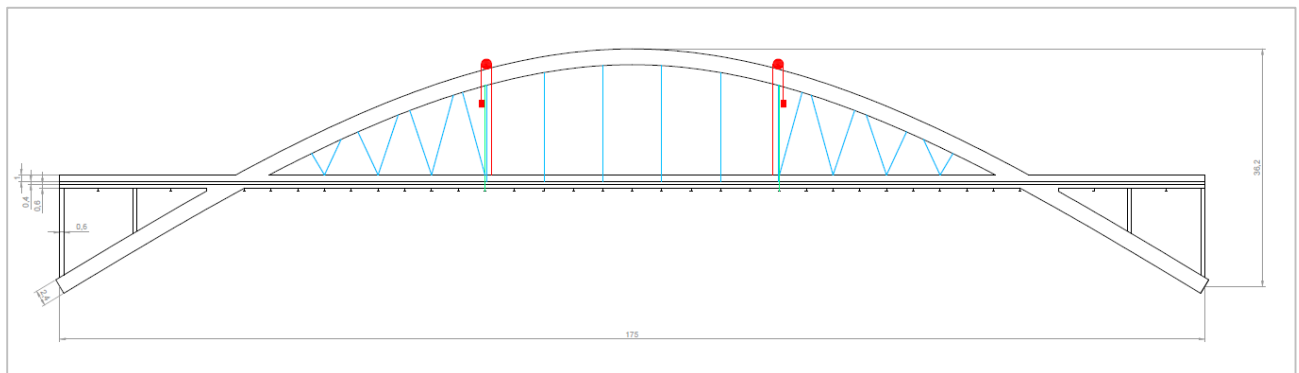


Figura 5- 13. Localización de la maquinaria. Alzado.

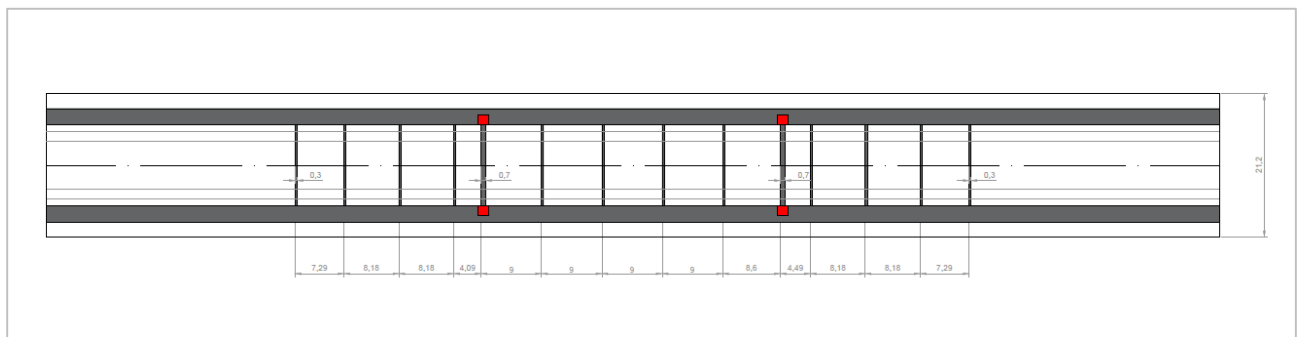


Figura 5- 14. Localización de la maquinaria. Planta.

5.10.2 Potencia del motor

Se dispondrán cuatro motores situados en las localizaciones anteriormente expuestas, con lo cual, cada motor deberá soportar un cuarto del peso total del tramo móvil (1271.4 kN).

Para calcular la potencia necesaria del motor, se supondrá un tiempo total de operación de, aproximadamente, 2 minutos (120 segundos), una distancia a recorrer de 20.2 metros y un rendimiento del motor del 85%. Dichos datos arrojan un valor de la **potencia real del motor de 251.8 kilowatios**.

Potencia del motor		
F	1271,4	kN
e	20,2	m
t	120	s
W teórica	214,0	kw
η	0,85	
W real	251,8	kw

Tabla 5- 7. Cálculo de la potencia del motor.

5.10.3 Contrapesos

Los contrapesos utilizados para este puente supondrán un 4% del peso de tablero móvil (peso propio + carga permanente).

Analizando las acciones verticales sobre el puente obtenemos un peso del tramo móvil de 5085.75 kN. Por ello, se colocarán 4 contrapesos, situados bajo el arco y en los extremos del tablero móvil, con **5.1842 toneladas cada uno**.

5.10.4 Elementos auxiliares

Además de los elementos principales de la maquinaria de elevación (motores, contrapesos, poleas, cables, etc.), también se necesitarán otros elementos para garantizar el buen funcionamiento del mecanismo, tales como:

- Apoyos de neopreno bajo los bordes del tablero móvil.
- Dispositivo de centrado (para fijar el tablero móvil cuando está cerrado y resistir las acciones transversales).
- Guías para el tablero móvil (descritas en el apartado 5.9) y los contrapesos.
- Bloqueadores (para fijar el tablero móvil en una posición).
- Contrapesos auxiliares y cadenas de equilibrio (para tener una mayor estabilidad).
- Amortiguadores (para decelerar la bajada del tablero móvil cuando el control eléctrico no funciona). [34]

5.10.5 Sistema de maquinaria

Todos los elementos, tanto principales como auxiliares, se conectan entre sí para asegurar que el tablero asciende y desciende correctamente. Además, se debe garantizar que el movimiento en cada uno de los puntos de sujeción del tablero móvil es el mismo, a fin de evitar que este se incline y provoque una descompensación de cargas. A continuación se muestra una figura del conjunto de la maquinaria situada encima de los arcos.

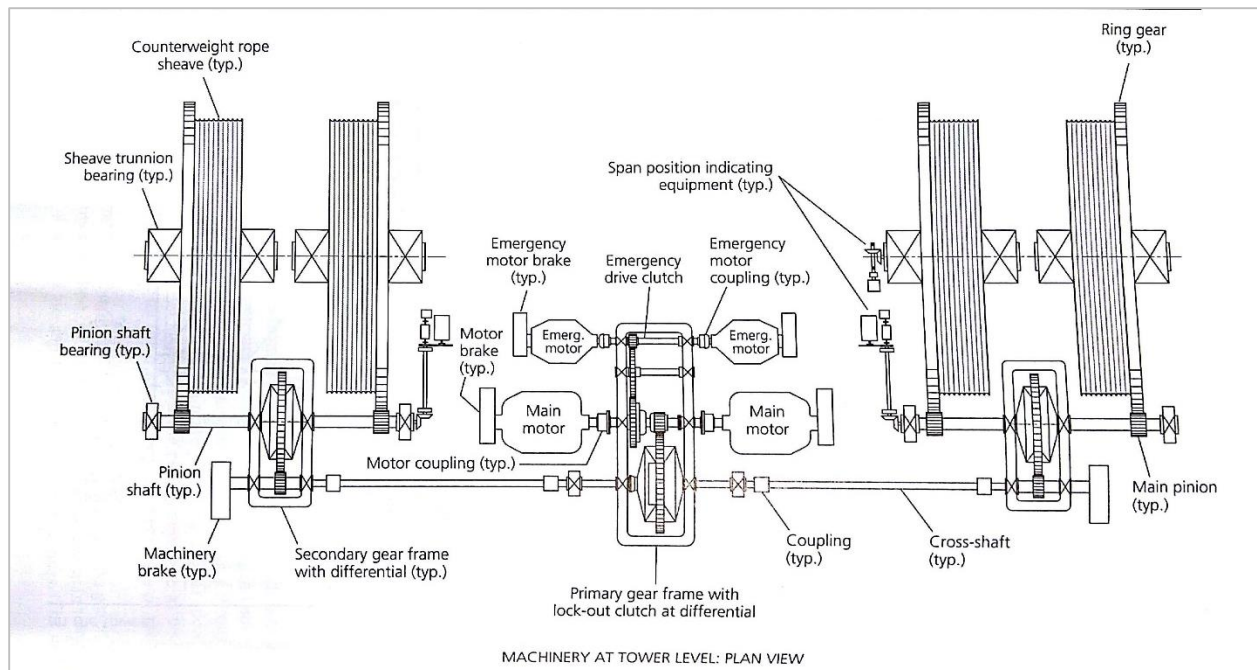


Figura 5- 15. Disposición de la maquinaria en un puente ascensor de tipo "tower drive". [34]

5.11 PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN

Existen varios métodos para la construcción de puentes arco, pero sin duda la más adecuada para este puente y, generalmente la más utilizada, es la construcción por voladizos sucesivos. Este procedimiento consiste en la colocación de dovelas del arco sucesivamente desde los estribos hasta la clave. Las dovelas se atirantan a unas torres auxiliares en los extremos del arco, y a su vez, estas torres auxiliares se anclan en el terreno, por su parte posterior, para controlar el movimiento de las mismas (*ver figura 5-16*). [27]

El récord de luz en puentes arco de hormigón construidos por voladizos sucesivos, lo posee el puente de la presa de Hoover (Nevada, EEUU) construido en 2010. Cuenta con 579 metros de luz y 256 metros de altura. [2]

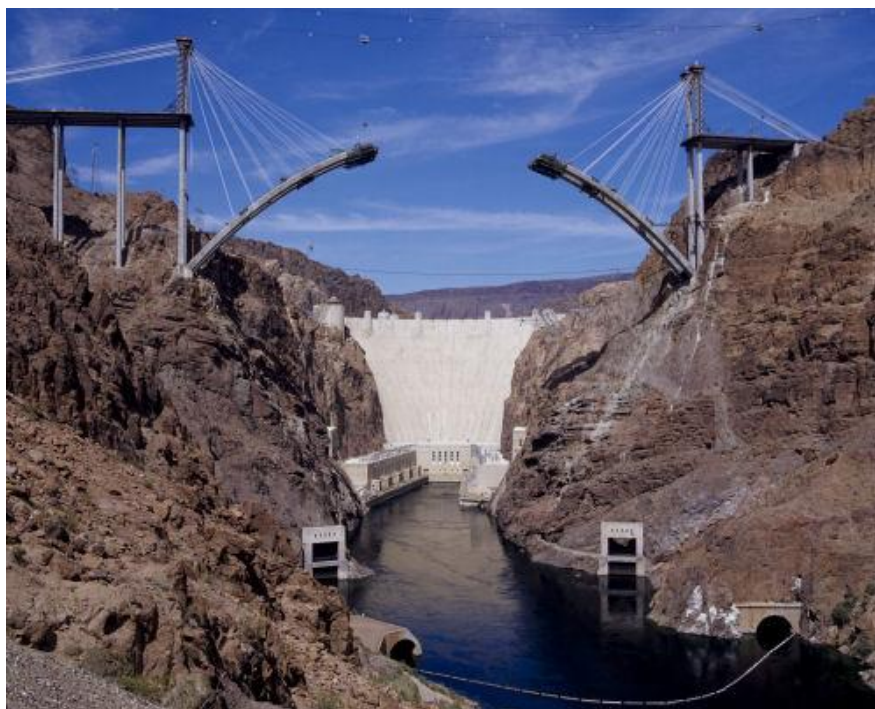


Figura 5- 16. Puente de la presa de Hoover (EEUU, 2010). [35]

Las dovelas podrían ser prefabricadas u hormigonadas mediante un carro de avance. Durante el proceso de construcción, no se controla totalmente la posición definitiva en la que quedarán las dovelas, ya que existe el problema de que a cada dovela que se coloca, el peso propio del arco aumenta y por consiguiente, también su flecha. Además, los tirantes son muy sensibles a las variaciones térmicas, con lo cual varía la flecha del arco. Por lo que tras la colocación de los dos semiarcos se debe ajustar la posición de los mismos para que encajen perfectamente. [27]

Tras la construcción del arco, se procede a la colocación de las péndolas. Posteriormente, de ellas se colgarán las distintas partes del tablero, que deberán haber sido construidas en taller previamente.

El orden de colocación de las distintas partes del tablero sería la siguiente:

- 1º - Partes del tablero fijo que quedan sobre el arco*.
- 2º - Partes del tablero fijo que quedan por debajo del arco*.
- 3º - Tramo móvil del tablero.

***Nota:** Durante la fase de ejecución, se debe asegurar la unión rígida mediante soldadura de los tramos fijos del tablero.

6 RESULTADOS DEL ANÁLISIS

6.1 RESULTADOS GENERALES

6.1.1 Posición cerrada

El puente, en su conjunto ha sido analizado estructuralmente mediante el programa SAP2000®. Como resultado de este análisis, donde se han introducido las acciones y un primer dimensionamiento de los elementos que componen el puente, se han obtenido las correspondientes leyes de esfuerzos. Estas leyes de esfuerzos han sido utilizadas para verificar la resistencia a compresión y dimensionar de un modo más preciso los distintos elementos: arco, tablero, péndolas, pilas, arriostramientos, cimentación, guías y mecanismo de elevación.

La resistencia a tracción y a cortante del arco, en estado límite último, de la envolvente de esfuerzos ha sido garantizada mediante el dimensionamiento de la armadura anteriormente diseñada.

Las leyes de esfuerzos pueden verse en el anexo 5 del presente documento.

6.1.2 Posición abierta

Además del análisis en la posición cerrada del puente, se ha realizado otro análisis estructural para verificar la resistencia a compresión del arco, y a tracción de las vigas cajón, en la posición abierta del puente, es decir, cuando el tramo móvil del puente en movimiento o en su posición más alta. Para este análisis se ha considerado que las péndolas centrales no trabajan y que el tramo móvil únicamente está sujeto por los cables del mecanismo de levantamiento.

Por otro lado, las acciones a considerar en este caso han sido únicamente el peso propio y la carga permanente. El resto de acciones no han sido consideradas dado que no se permitirá el levantamiento del tablero móvil en el caso de fuertes vientos ni condiciones extremas de temperatura. Tampoco se permitirá el paso de vehículos durante las operaciones de izado del tablero.

Los valores de los esfuerzos en los puntos más significativos del arco y las vigas cajón del tablero, aplicando las condiciones anteriormente citadas, se pueden ver en las tablas 6-1 y 6-2. Mediante dichos esfuerzos se ha verificado el estado tensional de estos elementos a partir de los esfuerzos obtenidos.

ESFUERZOS EN EL ARCO

	PESO PROPIO + CARGAS MUERTAS					
	Estribo	Pto. A	Riñón (-)	Riñón (+)	Pto. B	Clave
N	-24213,4	-22472,6	-20459,3	-19607,9	-17583,7	-16812,7
Tx	15,7	-9,4	-9,6	-284,7	-103,6	-5,7
Vy	3144,4	-429,8	2295,4	-1796,5	-192,6	-518,6
Mz	-20126,5	7749,5	-11679,1	-18206,4	11914,0	-11057,8
Vz	5,1	3,3	-3,3	5,8	6,9	0,0
My	-41,3	-40,1	30,7	12,3	-125,0	-186,1
σ_{max}	12,921	7,248	8,608	14,905	11,048	10,358

RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN			
Arco macizo		Arco hueco	
b	2,4 m	b	2,4 m
h	2,4 m	h	2,4 m
A	5,76 m ²	e	0,45 m
I _y	2,7648 m ⁴	A	3,51 m ²
I _z	2,7648 m ⁴	I _y	2,34293 m ⁴
y _{max}	1,2 m	I _z	2,34293 m ⁴
z _{max}	1,2 m	y _{max}	1,2 m
		z _{max}	1,2 m
σ_{max}	12,92 MPa <fcd	σ_{max}	14,90 MPa <fcd

Tabla 6- 1. Esfuerzos y tensiones en el arco. Posición abierta.

ESFUERZOS EN LAS VIGAS CAJÓN

	PESO PROPIO + CARGAS MUERTAS			
	Estribo	Riñón (-)	Riñón (+)	Clave
N	-1,3	-7,0	-168,8	0,1
Tx	521,4	2398,1	-2512,7	-38,6
Vy	-307,9	801,6	-1038,0	105,0
Mz	94,3	-3615,6	-7558,8	18643,2
Vz	0,4	-0,2	0,0	0,0
My	1,0	-0,9	0,0	0,0
σ_{max}	0,806	30,381	64,385	156,415

Viga cajón	
b	2 m
h	2,4 m
e	0,02 m
A	0,1744 m ²
I _y	0,15710 m ⁴
I _z	0,11919 m ⁴
y _{max}	1 m
z _{max}	1,2 m
σ_{max}	156,41 MPa <fyd

Tabla 6- 2.Esfuerzos y tensiones en las vigas cajón. Posición abierta.

6.2 COMPROBACIÓN DE FLEXIÓN LONGITUDINAL

Para analizar localmente las tensiones actuantes en los rigidizadores longitudinales a fin de comprobar si éstos tienen la resistencia suficiente, se ha elaborado un modelo en el programa SAP2000®. Dicho modelo está referido únicamente al tramo central del tablero (parte móvil) de una longitud de 45 metros. El modelo está compuesto por un emparrillado de barras que simulan los siguientes elementos del tablero:

- Vigas cajón
- Vigas transversales
- Rigidizadores longitudinales
- Chapa superior de la losa ortótropa (introducida de manera auxiliar para situar las cargas puntuales)

Además, el emparrillado incluye unos apoyos elásticos (los cuales se sitúan donde se ubicarían las péndolas verticales) y que tienen un coeficiente de elasticidad K calculado a partir del axil y el desplazamiento vertical obtenido en los modelos anteriores.

$$K = \frac{N_z}{u_z}$$

Siendo los valores obtenidos: $K1 = 5293.8$, $K2 = 11036$ y $K3 = 13283$ (unidades dadas en kN/m).

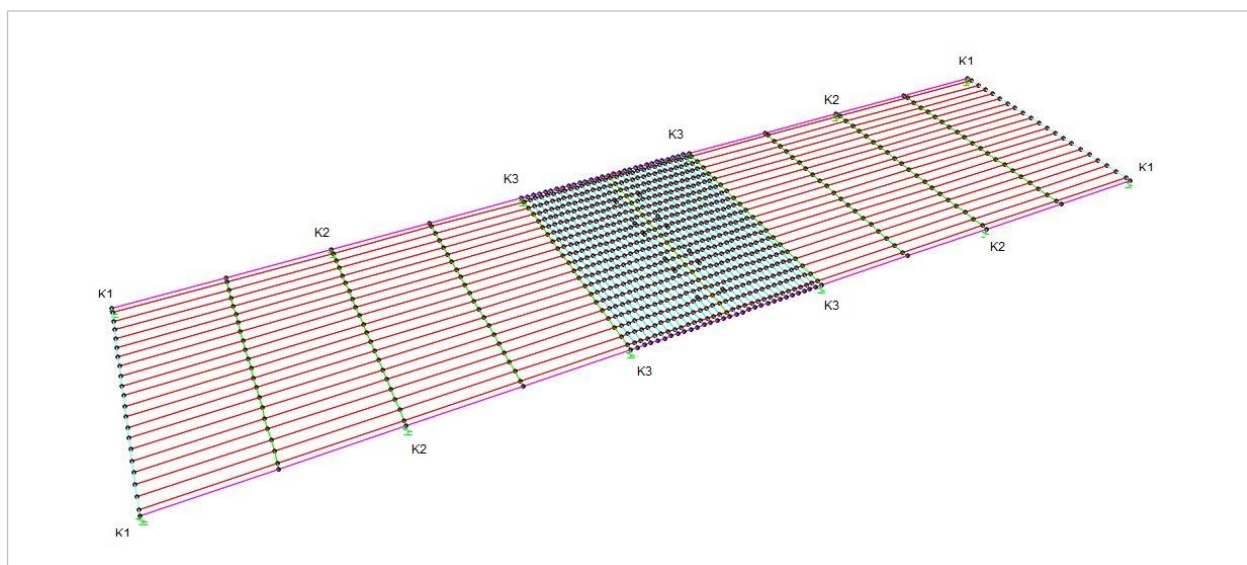


Figura 6- 1. Apoyos elásticos.

Las cargas introducidas en este modelo estructural son las sobrecargas variables de uso descritas en la IAP-11 [1]. Se han introducido las cargas originadas por vehículos pesados Q_k , como 4 fuerzas puntuales (una por cada rueda) y las cargas originadas por la sobrecarga uniforme q_k , como fuerzas uniformemente repartidas a lo largo del eje longitudinal.

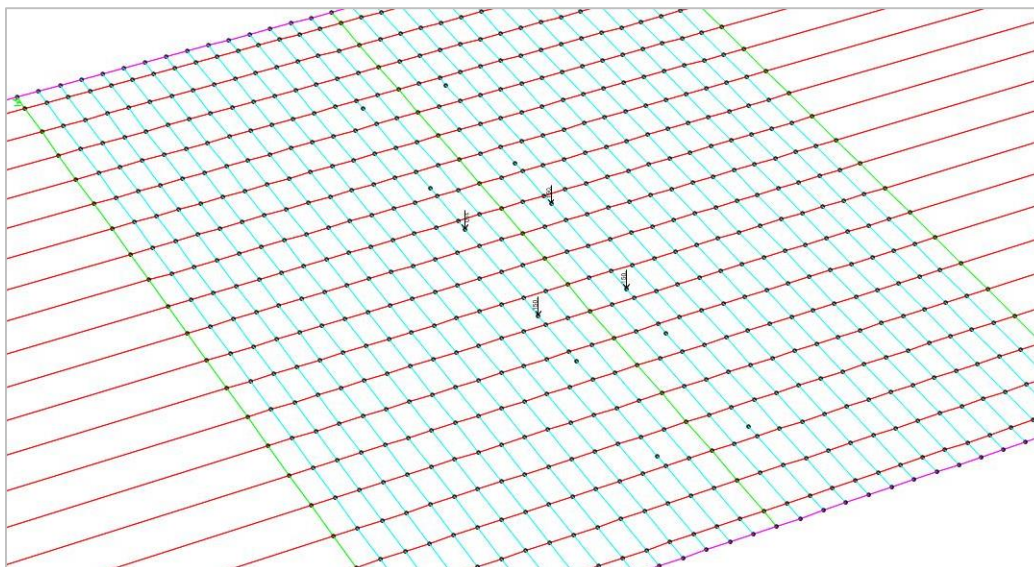


Figura 6- 2. Vehículo pesado – Carril 1.

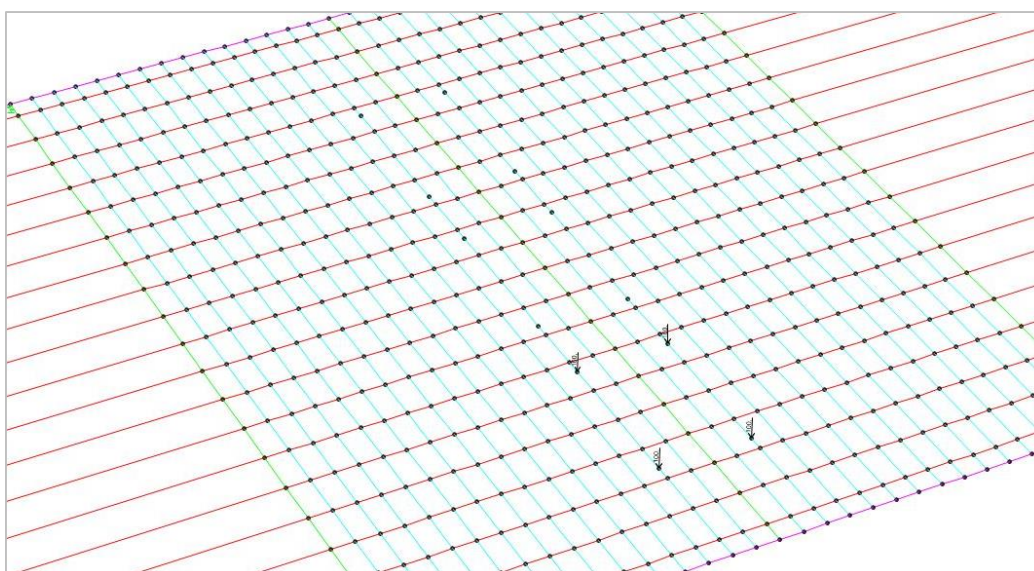


Figura 6- 3. Vehículo pesado – Carril 2.

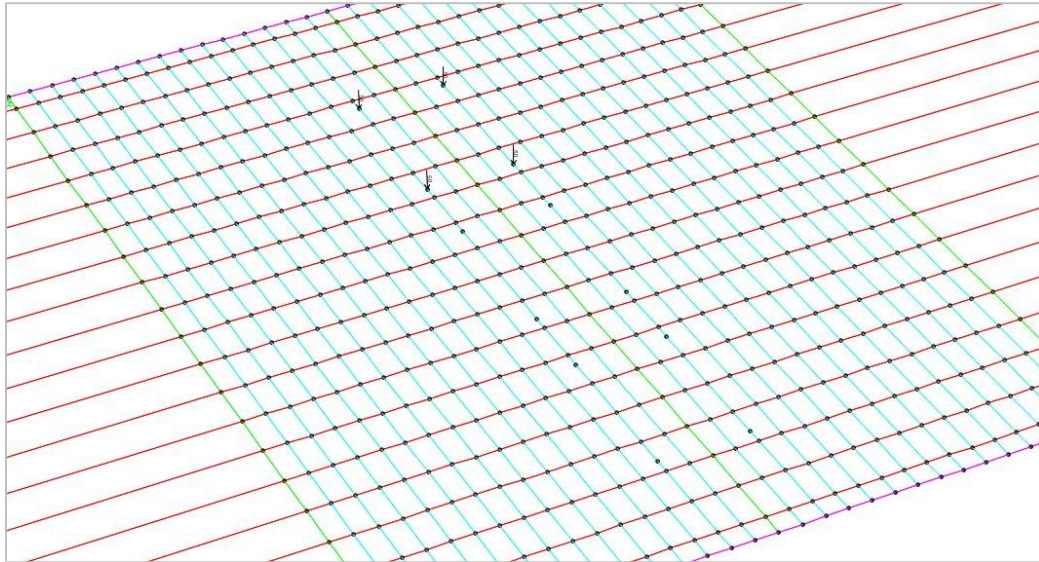


Figura 6- 4. Vehículo pesado – Carril 3.

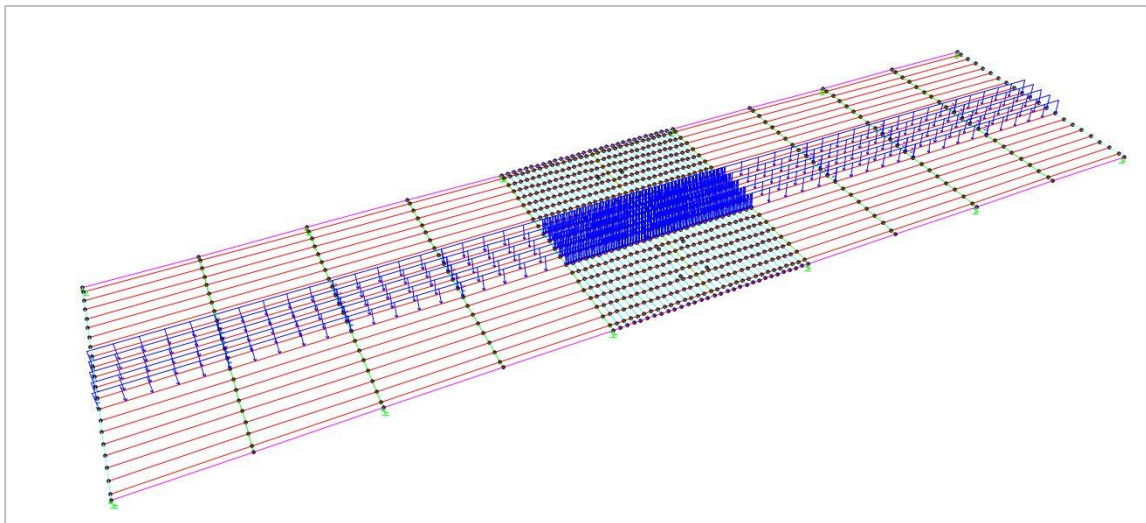


Figura 6- 5. Sobrecarga uniforme - Carril 1.

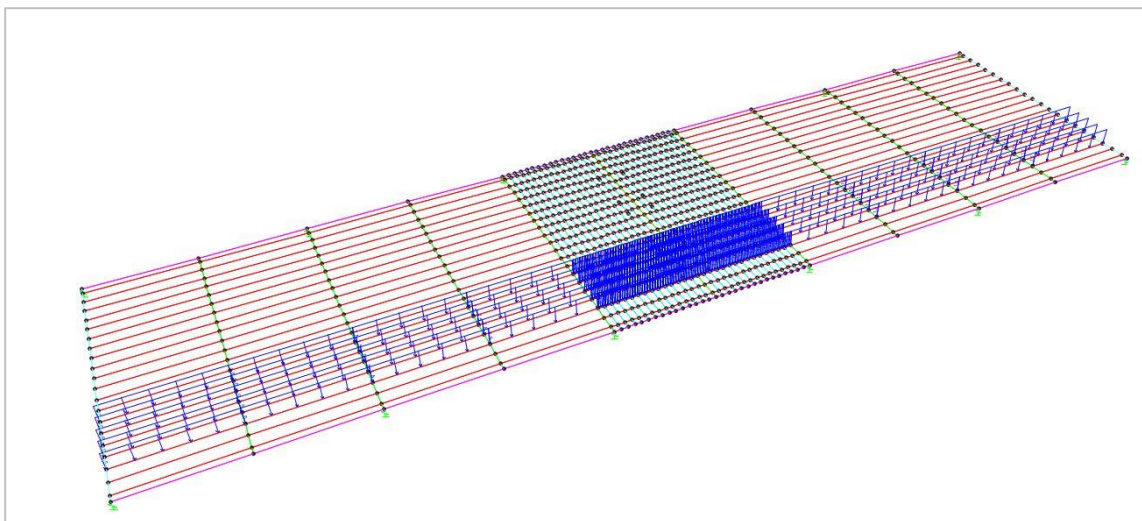


Figura 6- 6. Sobrecarga uniforme – Carril 2.

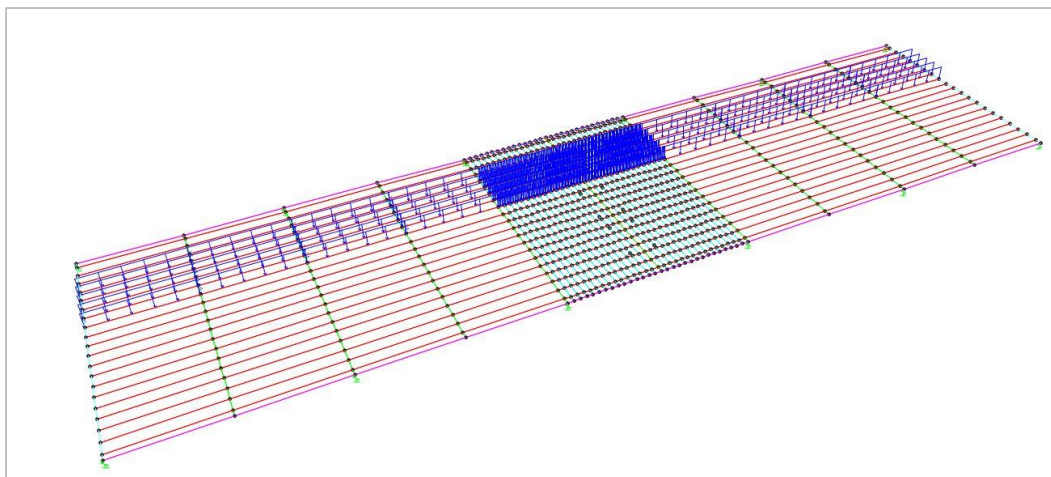


Figura 6- 7. Sobrecarga uniforme – Carril 3.

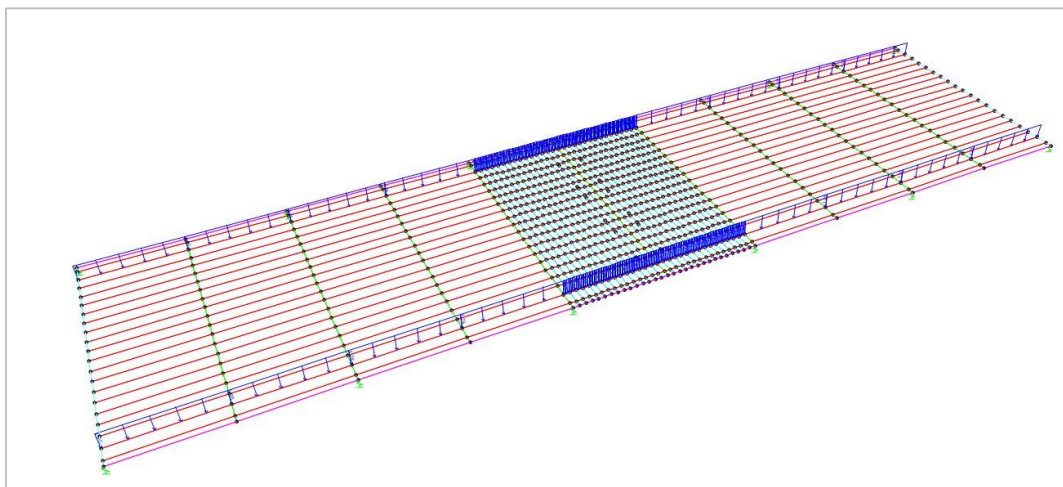


Figura 6- 8. Sobrecarga uniforme - Área remanente.

Las leyes de momentos flectores y los diagramas de tensiones obtenidas de la introducción de estas acciones sobre el emparrillado plano pueden verse en el anexo 5 del presente documento.

6.2.1 Flexión local longitudinal

En este apartado, se comprobará que la resistencia del acero de los rigidizadores longitudinales de la losa ortótropa es suficiente para soportar los momentos locales que actúan sobre ellos.

Después de aplicar las cargas sobre el modelo (peso propio, vehículos pesados y sobrecargas uniformes), se obtiene el momento M_y más desfavorable que actúa sobre los rigidizadores longitudinales de la losa ($M_y = +34.9672 \text{ kN}\cdot\text{m}$). (Véase el anexo 5).

Para obtener las tensiones que actúan sobre este elemento se seguirá la fórmula de Navier para flexión simple:

$$\sigma = \frac{M_y}{I_y} * z$$

Debe tenerse en cuenta que la sección eficaz del rigidizador debe cumplir la limitación de dimensiones mostrada en la siguiente figura.

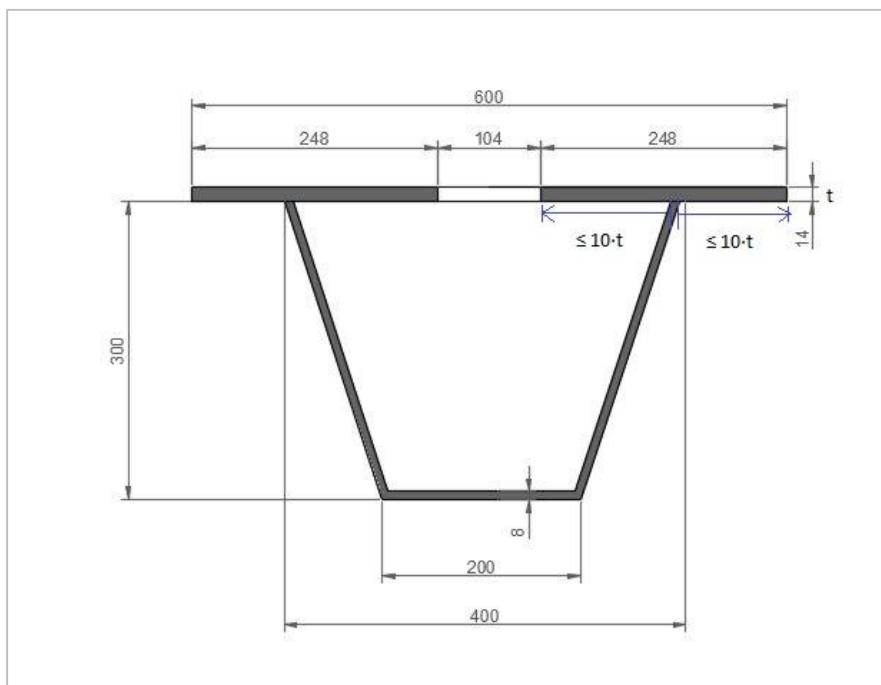


Figura 6- 9. Sección eficaz de un rigidizador longitudinal (cotas en mm).

Las características mecánicas de la sección eficaz necesarias para calcular las tensiones son las siguientes: $I_y = 0.0004368 \text{ m}^4$, $z_{\text{max}} = 0.102 \text{ m}$ y $z_{\text{min}} = -0.212 \text{ m}$. Por la tanto se obtiene una **tensión máxima y mínima de 8.151 MPa y -16.986 MPa**, respectivamente. Estas tensiones quedan muy por debajo del límite elástico del acero usado para los rigidizadores (S-355) y por lo tanto, se puede concluir que la sección resulta resistente.

6.2.2 Flexión general longitudinal

En este caso, se ha procedido de manera similar al apartado anterior, considerando las vigas cajón (junto con sus rigidizadores longitudinales) en lugar de los rigidizadores de la losa ortótropa.

La sección estudiada se muestra en la siguiente figura. Teniendo un momento de inercia $I_y = 0.1324 \text{ m}^4$, $z_{\max} = 1\text{m}$ y $z_{\min} = -1\text{m}$.

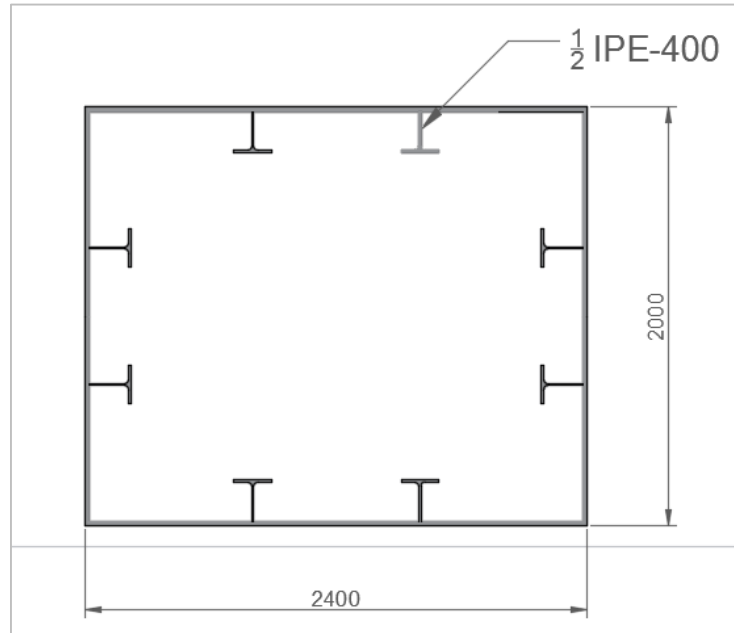


Figura 6- 10. Sección eficaz de una viga cajón (cotas en mm).

Las **tensiones máximas y mínimas** en este elemento estructural obtenidas mediante la fórmula de Navier son: **19.121 MPa y -19.212 MPa**, respectivamente. Estas tensiones son perfectamente admisibles para un acero S-355 por lo que la sección de las vigas cajón resulta resistente.

7 CONCLUSIONES

7.1 CONCLUSIONES DERIVADAS DEL TRABAJO REALIZADO

- Según el análisis estructural y el dimensionamiento de los elementos del puente, este nuevo tipo de puente móvil resulta adecuado para su puesta en obra, es decir, podría llegar a construirse cumpliendo todos los requisitos de resistencia y equilibrio.
- El abanico de posibilidades de emplazamiento de este tipo de puente móvil es bastante amplio, siempre que se adapten las dimensiones de los elementos del puente a los requerimientos del proyecto.
- Las diferencias entre este puente y un puente arco de tablero intermedio convencional serían:
 - La disposición no homogénea de las péndolas.
 - El apoyo del tramo móvil sobre los tramos fijos.
 - La operación de levantamiento del tramo móvil del tablero.
- Cuando el puente está en su posición cerrada, éste funciona como un puente en arco de tablero intermedio convencional. Sin embargo, cuando éste está en su posición abierta surgen diferencias notables desde el punto de vista estructural: las péndolas centrales dejan de trabajar, y los esfuerzos en las vigas cajón del tramo móvil son mayores, ya que deben soportar su propio peso más la carga permanente, actuando como vigas simplemente apoyadas (*ver figuras 7-1 y 7-2*). Además, en esta posición, las tensiones en las vigas cajón longitudinales es significativamente mayor que en la posición cerrada ($\sigma_{\max} = 156.41 \text{ MPa}$ vs. 19.12 MPa). No obstante, dado que en la posición abierta del tablero no se permite el paso de vehículos, ni se permite el levantamiento del tablero en condiciones climáticas extremas, este modelo estructural resulta resistente ($\sigma_{\max} < f_{yd}$).
- Por otro lado, en la posición abierta existe una mayor concentración de esfuerzos en el tramo central del arco, mientras que en la posición cerrada, los esfuerzos eran mayores en los riñones y en los estribos (*ver figuras 7-1 y 7-2*).

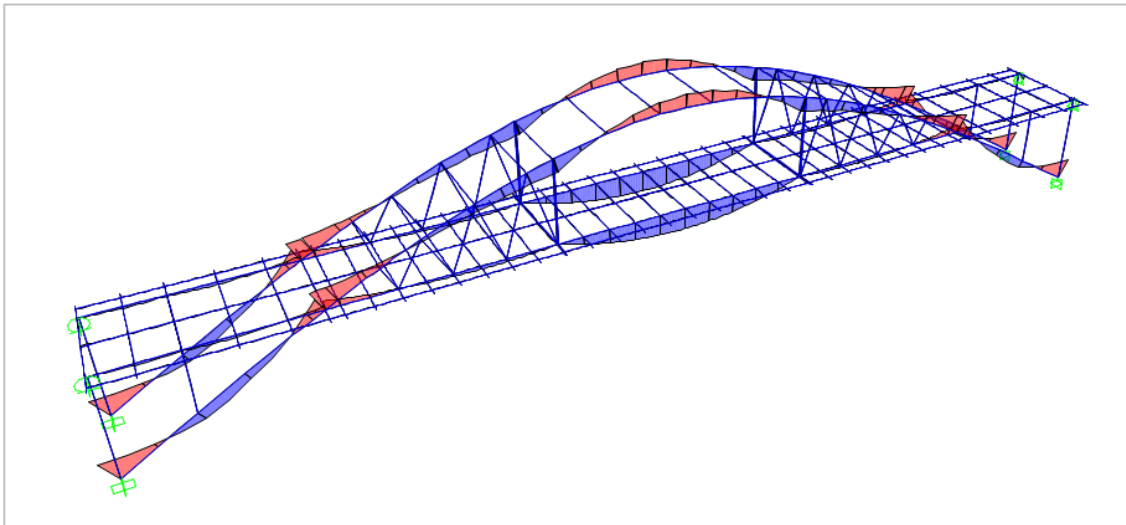


Figura 7- 1. Ley de momentos M_y en posición abierta del puente (estado de cargas: PP + CP).

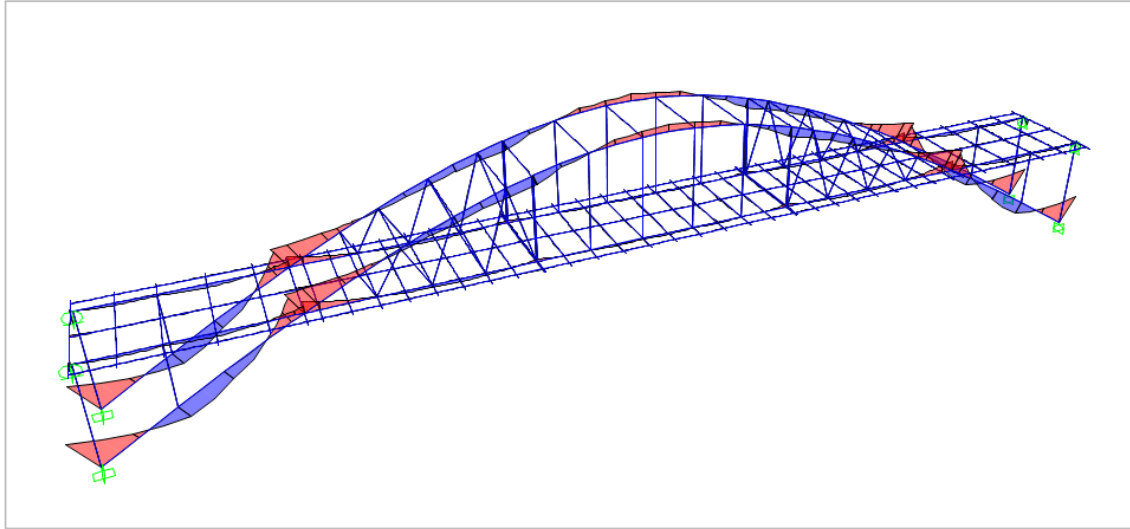


Figura 7- 2. Ley de momentos M_y en posición cerrada del puente (estado de cargas: PP + CP).

- Del análisis de la flexión longitudinal se comprueba que:
 - Las cargas se transmiten de los rigidizadores longitudinales de la losa ortótropa a las vigas transversales, y de éstas a las vigas cajón longitudinales.
 - La concentración de tensiones es mucho mayor en el estado de cargas de vehículos pesados que en el estado de cargas uniformemente repartidas, como era de esperar.
 - Los elementos que componen el tablero resultan resistentes al aplicar las acciones verticales (peso propio, cargas muertas y sobrecargas de uso).
- A continuación se hará una comparativa entre este nuevo tipo de puente y un puente de elevación vertical:
 - En primer lugar, la diferencia más destacada reside en la sustitución de las grandes torres auxiliares que permiten la elevación del tablero por dos arcos de hormigón. Estos arcos, además de contribuir a la resistencia de las acciones verticales, también sirven como elemento resistente a la hora de elevar el tablero.
 - En el caso de este puente, el gálibo de navegación viene limitado por la directriz del arco, mientras que en el caso del puente ascensor, el gálibo podrá ser tan alto como las torres de elevación lo permitan.
 - A igualdad de longitud total, la limitación de anchura para el paso de embarcaciones es menor en este nuevo tipo de puente móvil que un puente ascensor.
 - A igualdad de tramos móviles, este nuevo tipo de puente tendría una mayor longitud que el puente de elevación vertical.
 - Desde el punto de vista de funcionamiento estructural, mientras que el tablero del puente ascensor funciona como una viga simplemente apoyada, este nuevo tipo de puente, en su posición cerrada, funciona como una viga con varios apoyos elásticos (proporcionados por las péndolas) a lo largo de su longitud. En consecuencia, el puente presentado en este TFM, podría resistir luces mayores y/o tener un canto del tablero menor.
 - La cimentación y transmisión de las cargas al terreno de ambos puentes son distintas. Mientras que el puente ascensor transmite las cargas verticalmente al terreno, el puente móvil en arco, las transmite lateralmente mediante estribos.

- En cuanto a mecanismos de elevación, el puente móvil presentado tendría muy limitados los tipos de sistemas de elevación que podría utilizar ya que solo se podrían ubicar sobre el arco, y no en la base o en el interior de las torres.
- Las diferencias entre el puente móvil presentado y los puentes basculantes, levadizos, giratorios o retráctiles, se hallan principalmente en el gálibo de navegación y en el funcionamiento estructural.
- En cuanto a procedimientos constructivos, este nuevo tipo de puente sería posible de construir con los métodos de construcción actuales generalmente aplicados a puentes en arco.
- Debido a los procedimientos de construcción, materiales utilizados y dificultad de puesta en obra, se puede concluir que la propuesta del nuevo tipo de puente móvil en arco no resultaría excesivamente caro, sino que tendría un presupuesto similar al de un puente en arco de tablero intermedio, encarecido por la maquinaria de elevación.

7.2 FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Debido a la concreción en el diseño de este puente para el desarrollo del Trabajo Fin de Máster, no se ha abarcado todas las formas posibles que podría tener esta nueva tipología. Algunas de ellas podrían ser:

- Con tablero inferior en lugar de tablero intermedio (figura 7-1).
- Con elevación de tramos del tablero modular (figura 7-2).
- Con unas dimensiones mayores que permitan el paso de embarcaciones más grandes.
- Como pasarela peatonal, con unas dimensiones menores.
- Con arco de acero, en lugar de hormigón.

En futuras líneas de investigación se podría estudiar la estabilidad, resistencia y aplicabilidad de los modelos anteriormente descritos, una combinación de los mismos, e incluso otros distintos.

Por otra parte, también se podría hacer un estudio comparativo entre esta nueva tipología y las demás tipologías existentes de puentes móviles con el fin de evaluar la funcionalidad, la eficiencia energética y estructural, y los costes, de este puente con respecto a los demás.

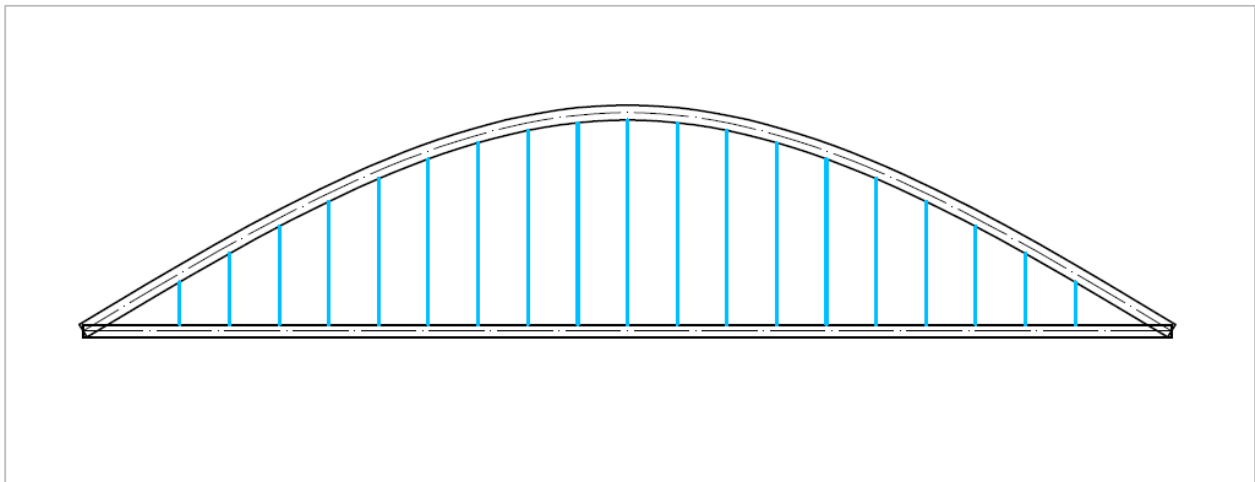


Figura 7- 3. Puente móvil de tablero inferior.

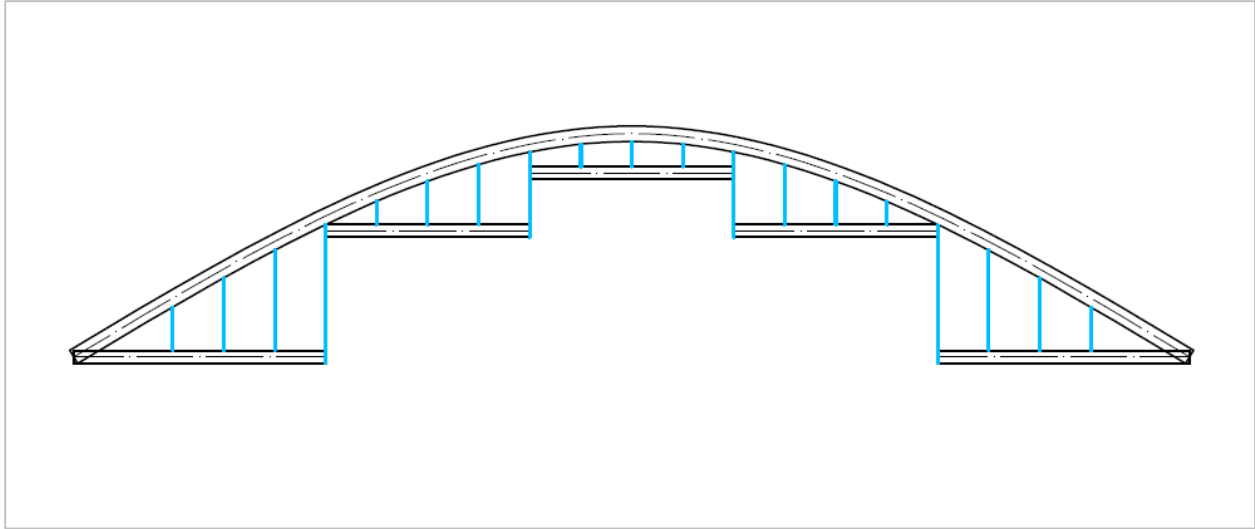


Figura 7- 4. Puente móvil de tablero inferior y elevación modular.

Referencias:

- [1] Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento, *IAP-11: Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 1998.
- [2] C. Jurado Cabañes, *Puentes: Evolución-Tipología-Cálculo-Construcción*, 2ª Edición. Madrid : Bellisco, 2016.
- [3] "File:Drawbridge.gif - Wikimedia Commons," 2008. [Online]. Available: <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Drawbridge.gif>. [Accessed: 28-May-2017].
- [4] "File:Festung Minden03.jpg - Wikimedia Commons," 2004. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Festung_Minden03.jpg. [Accessed: 28-May-2017].
- [5] T. L. Koglin, *Movable bridge engineering*. Hoboken, NJ, USA: J. Wiley & Sons, Inc., 2003.
- [6] "File:MovableBridge draw.gif - Wikimedia Commons," 2005. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:MovableBridge_draw.gif. [Accessed: 28-May-2017].
- [7] "Puente Porta d'Europa - Arenas y Asociados. Ingeniería de Diseño." [Online]. Available: <http://www.arenasing.com/proyectos/puentes-moviles/puente-porta-deuropa-barcelona>. [Accessed: 28-May-2017].
- [8] "File:MovableBridge fold.gif - Wikimedia Commons," 2008. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:MovableBridge_fold.gif. [Accessed: 28-May-2017].
- [9] "File:Hoernbruecke Kiel.jpg - Wikimedia Commons," 2010. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Hoernbruecke_Kiel.jpg. [Accessed: 28-May-2017].
- [10] "File:MovableBridge curl.gif - Wikimedia Commons," 2008. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:MovableBridge_curl.gif. [Accessed: 28-May-2017].
- [11] "Structuralia - El puente más original de la ciudad de Londres: El Rolling Bridge." [Online]. Available: <http://www.structuralia.com/es/blog/32-arquitectura/10001927-el-puente-mas-original-de-la-ciudad-de-londres-el-rolling-bridge>. [Accessed: 28-May-2017].
- [12] "File:MovableBridge lift.gif - Wikimedia Commons," 2005. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:MovableBridge_lift.gif. [Accessed: 28-May-2017].
- [13] "File:Pont Jacques-Chaban-Delmas levé 03.JPG - Wikimedia Commons," 2013. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Pont_Jacques-Chaban-Delmas_levé_03.JPG. [Accessed: 28-May-2017].
- [14] "File:MovableBridge thrust.gif - Wikimedia Commons," 2008. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:MovableBridge_thrust.gif. [Accessed: 28-May-2017].
- [15] "Pont levant, Notre Dame, Tournai," 2004. [Online]. Available: https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/2/27/Tournai_Pont_levant_Notre_Dame_20040520-017.jpg. [Accessed: 28-May-2017].
- [16] "Helix Bridge (City of Westminster, 2004) | Structurae." [Online]. Available: <https://structurae.net/structures/helix-bridge>. [Accessed: 28-May-2017].

- [17] "Carroll Street Bridge – bridgesnyc," 2010. [Online]. Available: <http://www.bridgesnyc.com/2010/03/carroll-street-bridge/>. [Accessed: 28-May-2017].
- [18] "File:MovableBridge subm.gif - Wikimedia Commons," 2008. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:MovableBridge_subm.gif. [Accessed: 28-May-2017].
- [19] "Puente Sumergible en el Canal de Corinto, Grecia : Enciclopedia Culturalia." [Online]. Available: <https://educavital.blogspot.com.es/2013/11/puente-sumergible-en-el-canal-de.html>. [Accessed: 28-May-2017].
- [20] T. Locke, A. Locke, and E. Delony, *Atlas ilustrado de los puentes del mundo*. Madrid : Susaeta, 2011.
- [21] "File:MovableBridge tilt.gif - Wikimedia Commons," 2008. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:MovableBridge_tilt.gif. [Accessed: 28-May-2017].
- [22] "File:Gateshead millennium bridge open.jpg - Wikimedia Commons." [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Gateshead_millennium_bridge_open.jpg. [Accessed: 14-Feb-2017].
- [23] "File:MovableBridge swing.gif - Wikimedia Commons," 2008. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:MovableBridge_swing.gif. [Accessed: 28-May-2017].
- [24] "File:El Ferdan Railway Bridge.jpg - Wikimedia Commons," 2004. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:El_Ferdan_Railway_Bridge.jpg. [Accessed: 28-May-2017].
- [25] "File:MovableBridge transport.gif - Wikimedia Commons," 2008. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:MovableBridge_transport.gif. [Accessed: 28-May-2017].
- [26] "File:Puerto de Vizcaya - Wikimedia Commons," 2005. [Online]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Zubia_jun.jpg. [Accessed: 28-May-2017].
- [27] J. Manterola, *Puentes : apuntes para su diseño, cálculo y construcción*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2006.
- [28] European Committee for Standardisation, *EN 1993-2: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 2: Steel bridges*. Brussels, 2006, p. 344.
- [29] Ministerio de Fomento, *EAE: Instrucción de acero estructural (con comentarios de los miembros de la Comisión Permanente de Estructuras de Acero)*. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de publicaciones, 2011.
- [30] Ministerio de Fomento, *EHE-08 : Instrucción de Hormigón Estructural (con comentarios de los miembros de la Comisión Permanente del Hormigón)*. Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 2009.
- [31] "Macalloy bars and cables systems.," 2008. [Online]. Available: www.macalloy.com. [Accessed: 15-Abr-2017]
- [32] Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento, *Guía de cimentaciones en obras de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de publicaciones, 2009.

- [33] A. Eliseo Mañaricua (Ingelan 2000 S.L.), “Memoria. Proyecto de urbanización. Mejora de accesibilidad en grupo La Paz, entre las calles Txabarri y Bizkaia de Sestao, Bizkaia.” Sestao, 2015.
- [34] C. Birnstiel, W. Bowden, and G. A. Foerster, *Movable bridge design*, 2ª edición. London: ICE Publishing, 2015.
- [35] “Hoover Dam Canyon Bridge,” 2009. [Online]. Available: http://www.abelard.org/architecture/hoover_dam_canyon_bridge_nevada.php. [Accessed: 28-Jun-2017].